

Министерство образования Республики Беларусь

Учреждение образования  
«Полоцкий государственный университет»

# ПРОЕКТИРОВАНИЕ РЕКОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Учебно-методический комплекс

В трех частях

Часть 2

Д. Н. Лазовский

## ОЦЕНКА СОСТОЯНИЯ И УСИЛЕНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

*Допущено Министерством образования Республики Беларусь  
в качестве учебного пособия для студентов высших учебных заведений  
по специальности «Промышленное и гражданское строительство»*

Новополоцк  
ПГУ  
2010

УДК 69.059.7(075.8)  
ББК 38.7-09я73  
П79

**РЕЦЕНЗЕНТЫ:**

кафедра «Строительные конструкции, здания и сооружения» Белорусско-Российского университета (зав. каф. – д-р техн. наук, доц. С. Д. СЕМЕНЮК);  
В. В. ТАЛЕЦКИЙ, канд. техн. наук, доц., зав. каф. «Строительные конструкции, основания и фундаменты» Белорусского государственного университета транспорта

**Проектирование реконструкции зданий и сооружений** : учеб.-метод. комплекс. В 3 ч. Ч. 2. Оценка состояния и усиление строительных конструкций / Д. Н. Лазовский. – Новополоцк : ПГУ, 2010. – 340 с.  
ISBN 975-985-531-010-6.

Изложены вопросы оценки фактического технического состояния на основе обследования, поверочных расчетов и натурных испытаний, а также вопросы расчета и конструирования усиления строительных конструкций реконструируемых зданий и сооружений. Представлены материалы для самостоятельной проработки и самоконтроля.

Для студентов вузов специальности «Промышленное и гражданское строительство».

**УДК 69.059.7(075.8)**  
**ББК 38.7-09я73**

**ISBN 975-985-531-010-6 (Ч. 2)**  
**ISBN 975-985-531-009-0**

© Лазовский Д. Н., 2010  
© УО «Полоцкий государственный университет», 2010

## ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие .....	7
Рабочая программа .....	8
Рейтинговая система контроля .....	21
ЛЕКЦИОННЫЙ КУРС .....	23
РАЗДЕЛ I. Оценка технического состояния строительных конструкций реконструируемых зданий и сооружений .....	24
Тема 1. Актуальность реконструкции и причины несоответствия эксплуатационным требованиям зданий и сооружений .....	24
Введение .....	24
1.1. Причины аварий строительных конструкций .....	25
1.2. Агрессивное воздействие сред на материалы строительных конструкций .....	27
Вопросы для самоконтроля .....	31
Тема 2. Оценка технического состояния, обследование железобетонных конструкций .....	32
2.1. Обследование железобетонных конструкций .....	32
2.1.1. Общее (предварительное) обследование .....	33
2.1.2. Детальное (инструментальное) обследование .....	40
2.1.3. Натурные испытания .....	46
2.2. Оценка износа зданий и сооружений .....	46
Вопросы для самоконтроля .....	47
Тема 3. Установление необходимости усиления, поверочные расчеты железобетонных конструкций .....	48
3.1. Поверочные расчеты железобетонных конструкций .....	48
3.2. Определение расчетных характеристик материалов .....	49
3.3. Учет дефектов и повреждений .....	53
3.4. Алгоритм оценки технического состояния железобетонных конструкций .....	54
Вопросы для самоконтроля .....	56
Тема 4. Поверочные расчеты эксплуатируемых железобетонных конструкций на основе деформационной модели .....	56
4.1. Общие положения .....	56
4.2. Диаграммы деформирования бетона .....	57
4.3. Диаграммы деформирования арматуры .....	60
4.4. Расчет прочности железобетонных элементов по сечению, нормальному к продольной оси .....	62
4.5. Расчет раскрытия трещин .....	66
4.6. Расчет по деформациям .....	68
Вопросы для самоконтроля .....	68
Тема 5. Оценка технического состояния каменных конструкций .....	69
5.1. Дефекты и повреждения каменных конструкций .....	69
5.2. Особенности обследования каменных конструкций .....	71
5.3. Определение расчетных характеристик материалов .....	71
5.4. Поверочные расчеты каменных конструкций .....	73
Вопросы для самоконтроля .....	75
Тема 6. Оценка технического состояния металлических конструкций .....	75
6.1. Особенности обследования металлических конструкций .....	75
6.2. Определение расчетных характеристик материалов .....	78
6.3. Поверочные расчеты металлических конструкций .....	81

6.3.1. Учет ослабления сечения и искривления элементов .....	81
6.3.2. Поверочный расчет на хрупкую прочность .....	83
Вопросы для самоконтроля .....	85
Тема 7. Оценка технического состояния деревянных конструкций, оснований и фундаментов .....	86
7.1. Особенности обследования деревянных конструкций .....	86
7.2. Определение расчетных характеристик древесины .....	87
7.3. Поверочные расчеты деревянных конструкций .....	88
7.4. Обследование оснований и фундаментов реконструируемых зданий .....	89
7.5. Поверочные расчеты оснований и фундаментов .....	91
Вопросы для самоконтроля .....	93
Тестовый контроль .....	94
<b>РАЗДЕЛ II. Проектирование усиления строительных конструкций реконструируемых зданий и сооружений .....</b>	<b>100</b>
Тема 8. Усиление железобетонных конструкций увеличением поперечного сечения в растянутой зоне .....	100
8.1. Классификация методов усиления железобетонных конструкций .....	100
8.2. Усиление растянутой зоны железобетонных конструкций .....	103
8.2.1. Обеспечение совместной работы дополнительной арматуры приваркой к существующей арматуре .....	103
8.2.2. Обеспечение совместной работы дополнительной арматуры приклеиванием к бетону растянутой зоны .....	106
8.3. Расчет прочности .....	111
8.4. Расчет прочности контактного шва в растянутой зоне .....	113
Вопросы для самоконтроля .....	115
Тема 9. Усиление железобетонных конструкций увеличением поперечного сечения в сжатой зоне .....	116
9.1. Общие положения .....	116
9.2. Расчет прочности .....	122
9.3. Расчет прочности контактного шва в сжатой зоне .....	126
Вопросы для самоконтроля .....	129
Тема 10. Особенности расчета железобетонных элементов, усиленных увеличением поперечного сечения, на основе деформационной модели .....	130
10.1. Общие положения .....	130
10.2. Расчет прочности усиленных элементов по сечению, нормальному к продольной оси .....	131
10.3. Особенности расчета раскрытия трещин и деформаций .....	137
Вопросы для самоконтроля .....	138
Тема 11. Усиление железобетонных конструкций увеличением поперечного сечения в зоне действия поперечных сил. Усиление железобетонных конструкций при кручении, местном сжатии и продавливании .....	139
11.1. Общие положения .....	139
11.2. Расчет прочности .....	143
11.3. Усиление коротких консолей .....	147
11.4. Усиление при кручении .....	148
11.5. Усиление при местном сжатии и продавливании .....	150
Вопросы для самоконтроля .....	152
Тема 12. Методы усиления конструкций изменением их расчетной схемы .....	152
12.1. Изменение места передачи нагрузки .....	153

12.2. Повышение степени внешней статической неопределимости .....	155
12.3. Повышение степени внутренней статической неопределимости .....	161
12.3.1. Устройство предварительно напряженных затяжек .....	162
12.3.2. Устройство шпренгелей и шарнирно-стержневых цепей .....	168
12.3.3. Устройство предварительно напряженных распорок .....	169
12.4. Увеличение длины опирания конструкций .....	172
Вопросы для самоконтроля .....	173
Тема 13. Расчет прочности железобетонных конструкций, усиленных изменением их расчетной схемы .....	174
13.1. Расчет усиления путем изменения места передачи нагрузки .....	174
13.2. Расчет усиления конструкций увеличением их степени внешней статической неопределимости .....	175
13.2.1. Расчет усиления железобетонных конструкций дополнительными жесткими опорами .....	175
13.2.2. Расчет усиления железобетонных конструкций дополнительными упругими опорами .....	175
13.2.3. Расчет усиления железобетонных конструкций устройством их неразрезности .....	177
13.3. Расчет усиления конструкций увеличением их степени внутренней статической неопределимости .....	177
13.3.1. Расчет прочности железобетонных конструкций, усиленных предварительно напряженными затяжками .....	177
13.3.2. Расчет прочности железобетонных конструкций, усиленных шпренгелями и шарнирно-стержневыми цепями .....	181
13.3.3. Расчет прочности железобетонных конструкций, усиленных предварительно напряженными распорками .....	182
Вопросы для самоконтроля .....	184
Тема 14. Усиление каменных конструкций .....	184
14.1. Методы восстановления каменных конструкций .....	184
14.2. Усиление элементов каменных конструкций .....	188
14.3. Расчет усиления элементов каменных конструкций .....	192
14.4. Усиление сопряжения элементов каменных конструкций .....	195
14.5. Повышение пространственной жесткости каменных зданий .....	196
14.6. Замена и усиление перемычек каменных зданий .....	201
Вопросы для самоконтроля .....	205
Тема 15. Усиление металлических конструкций .....	205
15.1. Общие положения .....	205
15.2. Усиление металлических конструкций увеличением их поперечного сечения .....	206
15.3. Расчет металлических конструкций, усиленных увеличением их поперечного сечения .....	212
15.4. Усиление соединений металлических конструкций .....	216
15.5. Усиление металлических конструкций изменением их расчетной схемы ....	217
Вопросы для самоконтроля .....	220
Тема 16. Усиление деревянных конструкций .....	221
16.1. Усиление элементов деревянных конструкций .....	221
16.2. Усиление деревянных элементов стропильных крыш .....	224
16.3. Защита усиленных деревянных конструкций .....	226
Вопросы для самоконтроля .....	226

ТЕМА 17. Усиление оснований и фундаментов .....	227
17.1. Общие положения .....	227
17.2. Усиление фундаментов уширением подошвы .....	228
17.3. Усиление фундаментов уширением подошвы с обжатием основания .....	234
17.4. Расчет основания фундаментов, усиленных уширением подошвы .....	238
17.5. Усиление фундаментов увеличением их глубины заложения .....	240
17.6. Усиление фундаментов при помощи свай .....	243
Вопросы для самоконтроля .....	248
РУКОВОДСТВО К ПРАКТИЧЕСКИМ ЗАНЯТИЯМ .....	249
Введение .....	250
Практическое занятие № 1. Определение расчетных характеристик бетона и арматуры для поверочных расчетов эксплуатируемых железобетонных конструкций .....	250
Практическое занятие № 2. Поверочные расчеты прочности железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений по результатам их обследования .....	255
Практическое занятие № 3. Поверочные расчеты прочности, трещиностойкости и жесткости железобетонных конструкций по результатам их обследования на основе деформационной модели (с применением ЭВМ) .....	260
Практическое занятие № 4. Поверочные расчеты прочности каменных конструкций по результатам их обследования .....	266
Практическое занятие № 5. Поверочные расчеты прочности и жесткости металлических конструкций по результатам их обследования .....	270
Практическое занятие № 6. Поверочные расчеты прочности и жесткости деревянных конструкций по результатам их обследования .....	275
Практическое занятие № 7. Поверочные расчеты несущей способности основания и осадки фундаментов эксплуатируемых зданий .....	280
Контрольная работа № 1 .....	285
Практическое занятие № 8. Расчет прочности по сечению, нормальному к продольной оси, железобетонных конструкций, усиленных увеличением их поперечного сечения .....	285
Практическое занятие № 9. Расчет прочности, трещиностойкости и жесткости железобетонных конструкций, усиленных увеличением их поперечного сечения, на основе деформационной модели (с применением ЭВМ) .....	292
Практическое занятие № 10. Расчет прочности по сечению, наклонному к продольной оси, железобетонных конструкций, усиленных увеличением их поперечного сечения в зоне действия поперечных сил .....	301
Практическое занятие № 11. Расчет прочности железобетонных конструкций, усиленных изменением их расчетной схемы .....	305
Практическое занятие № 12. Расчет прочности усиленных каменных конструкций .....	321
Практическое занятие № 13. Расчет прочности усиленных металлических конструкций .....	323
Практическое занятие № 14. Расчет основания усиленных фундаментов реконструируемых зданий и сооружений .....	327
Контрольная работа № 2 .....	332
Вопросы к экзамену .....	333
Словарь новых терминов .....	336
Литература .....	337

## ПРЕДИСЛОВИЕ

Учебное пособие «Оценка состояния и усиление строительных конструкций» по дисциплине «Проектирование реконструкции зданий и сооружений» предназначено для студентов 4 курса (8-й семестр) очной формы обучения специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство». Данная дисциплина относится к циклу специальных дисциплин и завершает конструкторскую подготовку современного инженера-строителя в области реконструкции зданий и сооружений.

Вопросы реконструкции строительных сооружений рассматриваются в нескольких аспектах. В учебном пособии «Оценка состояния и усиление строительных конструкций» изложены *конструкторские аспекты* дисциплины. Архитектурные аспекты рассматриваются в части 1 (7-й семестр), а технологические – в 3 части (9-й семестр).

Объем изучаемой части 2 дисциплины составляет 68 часов, в том числе 34 часа лекций и 34 часа практических занятий. Форма отчетности по данной части дисциплины – экзамен.

Учебное пособие состоит из взаимосвязанных основных методических материалов: лекционного курса с вопросами для самоконтроля и руководства к практическим занятиям с примерами решения задач и заданиями для самостоятельной проработки. В его состав также входят рабочая программа, словарь новых терминов, пример контрольных тестов и вопросы для экзамена. Для оценки успешности изучения данной части курса используется рейтинговая система контроля.

При написании учебного пособия использованы материалы, изложенные в учебниках, учебных пособиях, методических указаниях, нормативных документах, научных статьях, материалах научно-практических конференций. Настоящее учебное пособие отражает опыт преподавания данной дисциплины, накопленный на кафедре «Строительные конструкции» Полоцкого государственного университета.

Автор выражает благодарность преподавателям кафедр «Строительные конструкции» Полоцкого государственного университета, «Железобетонные и каменные конструкции» Белорусского национального технического университета, «Строительные конструкции, здания и сооружения» Белорусско-Российского университета, «Строительные конструкции, основания и фундаменты» Белорусского государственного университета транспорта, рецензентам: д-ру техн. наук, проф. Т.М. Пецольду, д-ру техн. наук, проф. В.Г. Казачку, д-ру техн. наук, доц. С.Д. Семенюку, канд. техн. наук, доценту А.П. Кремневу, канд. техн. наук, доц. В.И. Драгану, канд. техн. наук, проф. А.А. Кондратчику, канд. техн. наук, доц. В.В. Талецкому за ценные замечания и рекомендации.

## РАБОЧАЯ ПРОГРАММА

Учебная дисциплина «Проектирование реконструкции зданий и сооружений» изучается в 7, 8 и 9 семестрах и состоит из трех частей, рассматривающих соответственно архитектурные, конструкционные и технологические аспекты реконструкции зданий и сооружений. Данная рабочая программа рассматривает часть 2 «Оценка состояния и усиление строительных конструкций» дисциплины.

### 1. Цель и задачи дисциплины

Реконструкция зданий и сооружений является одним из направлений в области капитального строительства. По своей специфике проектирование реконструкции отличается от проектирования вновь возводимых строительных сооружений, что обуславливает необходимость соответствующей подготовки современного инженера-строителя.

Цель изучения части 2 дисциплины – подготовка инженера-строителя в вопросах оценки технического состояния строительных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений с учетом их дефектов и повреждений и его соответствия предъявляемым требованиям; расчета и конструирования усиления строительных конструкций реконструируемых зданий и сооружений.

В результате изучения дисциплины применительно к строительным конструкциям (железобетонным, каменным, металлическим и деревянным), а также основаниям фундаментов эксплуатируемых строительных сооружений студентам *необходимо знать*:

- виды и механизмы агрессивных воздействий, причины несоответствия предъявляемым эксплуатационным требованиям,
- алгоритм оценки фактического технического состояния, методику обследования и натурных испытаний, дефекты и повреждения, степень их влияния, особенности поверочных расчетов,
- методы восстановления и усиления, их классификацию, принципы расчета и конструирования;

*необходимо уметь*:

- определять причину дефектов и повреждений,
- оценивать техническое состояние с учетом дефектов и повреждений по результатам обследования, поверочных расчетов и натурных испытаний,



- выполнять поверочные расчеты, в том числе с применением ЭВМ, устанавливать необходимость усиления,
- выполнять расчет и конструирование восстановления и усиления.

## 2. Виды занятий и формы контроля знаний

Виды занятий и формы контроля знаний (часть 2)	Очная форма
Курс	4
Семестр	8
Лекции (часы)	34
Экзамен (семестр)	8
Практические занятия (часы)	34
Контрольные работы (недели)	8, 17
Тестирование (недели)	8
Управляемая самостоятельная работа (часы)	11

## 3. Лекционный курс

Наименование разделов и тем лекций, их содержание	Кол-во часов
<b>РАЗДЕЛ I. Оценка технического состояния строительных конструкций реконструируемых зданий и сооружений</b>	
ТЕМА 1. Актуальность реконструкции и причины несоответствия эксплуатационным требованиям зданий и сооружений. Введение. 1.1. Причины аварий строительных конструкций. 1.2. Агрессивное воздействие сред на материалы строительных конструкций	2
ТЕМА 2. Оценка технического состояния, обследование железобетонных конструкций. 2.1. Обследование железобетонных конструкций. 2.1.1. Общее (предварительное) обследование. 2.1.2. Детальное (инструментальное) обследование. 2.1.3. Натурные испытания. 2.2. Оценка износа зданий и сооружений	2
ТЕМА 3. Установление необходимости усиления, проверочные расчеты железобетонных конструкций. 3.1. Поверочные расчеты железобетонных конструкций. 3.2. Определение расчетных характеристик материалов. 3.3. Учет дефектов и повреждений. 3.4. Алгоритм оценки технического состояния железобетонных конструкций	2

<p>ТЕМА 4. Поверочные расчеты эксплуатируемых железобетонных конструкций на основе деформационной модели.</p> <p>4.1. Общие положения.</p> <p>4.2. Диаграммы деформирования бетона.</p> <p>4.3. Диаграммы деформирования арматуры.</p> <p>4.4. Расчет прочности железобетонных элементов по сечению, нормальному к продольной оси.</p> <p>4.5. Расчет раскрытия трещин.</p> <p>4.6. Расчет по деформациям</p>	2
<p>ТЕМА 5. Оценка технического состояния каменных конструкций.</p> <p>5.1. Дефекты и повреждения каменных конструкций.</p> <p>5.2. Особенности обследования каменных конструкций.</p> <p>5.3. Определение расчетных характеристик материалов.</p> <p>5.4. Поверочные расчеты каменных конструкций</p>	2
<p>ТЕМА 6. Оценка технического состояния металлических конструкций.</p> <p>6.1. Особенности обследования металлических конструкций.</p> <p>6.2. Определение расчетных характеристик материалов.</p> <p>6.3. Поверочные расчеты металлических конструкций.</p> <p>6.3.1. Учет ослабления сечения и искривления элементов.</p> <p>6.3.2. Поверочный расчет на хрупкую прочность</p>	2
<p>ТЕМА 7. Оценка технического состояния деревянных конструкций, оснований и фундаментов.</p> <p>7.1. Особенности обследования деревянных конструкций.</p> <p>7.2. Определение расчетных характеристик древесины.</p> <p>7.3. Поверочные расчеты деревянных конструкций.</p> <p>7.4. Обследование оснований и фундаментов реконструируемых зданий.</p> <p>7.5. Поверочные расчеты оснований и фундаментов</p>	2
<p><b>РАЗДЕЛ II. Проектирование усиления строительных конструкций реконструируемых зданий и сооружений</b></p>	
<p>ТЕМА 8. Усиление железобетонных конструкций увеличением поперечного сечения в растянутой зоне.</p> <p>8.1. Классификация методов усиления железобетонных конструкций.</p> <p>8.2. Усиление растянутой зоны железобетонных конструкций.</p> <p>8.2.1. Обеспечение совместной работы дополнительной арматуры приваркой к существующей арматуре.</p> <p>8.2.2. Обеспечение совместной работы дополнительной арматуры приклеиванием к бетону растянутой зоны.</p> <p>8.3. Расчет прочности железобетонных элементов, усиленных увеличением поперечного сечения в растянутой зоне.</p> <p>8.4. Расчет прочности контактного шва в растянутой зоне</p>	2

<p>ТЕМА 9. Усиление железобетонных конструкций увеличением поперечного сечения в сжатой зоне.</p> <p>9.1. Общие положения.</p> <p>9.2. Расчет прочности.</p> <p>9.3. Расчет прочности контактного шва в сжатой зоне</p>	2
<p>ТЕМА 10. Особенности расчета железобетонных элементов, усиленных увеличением поперечного сечения, на основе деформационной модели.</p> <p>10.1. Общие положения.</p> <p>10.2. Расчет прочности усиленных элементов по сечению, нормальному к продольной оси.</p> <p>10.3. Особенности расчета раскрытия трещин и деформаций</p>	2
<p>ТЕМА 11. Усиление железобетонных конструкций увеличением поперечного сечения в зоне действия поперечных сил. Усиление железобетонных конструкций при кручении, местном сжатии и продавливании.</p> <p>11.1. Общие положения.</p> <p>11.2. Расчет прочности.</p> <p>11.3. Усиление коротких консолей.</p> <p>11.4. Усиление при кручении.</p> <p>11.5. Усиление при местном сжатии и продавливании</p>	2
<p>ТЕМА 12. Методы усиления конструкций изменением их расчетной схемы.</p> <p>12.1. Изменение места передачи нагрузки.</p> <p>12.2. Повышение степени внешней статической неопределимости.</p> <p>12.3. Повышение степени внутренней статической неопределимости.</p> <p>12.3.1. Устройство предварительно напряженных затяжек.</p> <p>12.3.2. Устройство шпренгелей и шарнирно-стержневых цепей.</p> <p>12.3.3. Устройство предварительно напряженных распорок.</p> <p>12.4. Увеличение длины опирания конструкций</p>	2
<p>ТЕМА 13. Расчет прочности железобетонных конструкций, усиленных изменением их расчетной схемы.</p> <p>13.1. Расчет усиления путем изменения места передачи нагрузки.</p> <p>13.2. Расчет усиления конструкций увеличением их степени внешней статической неопределимости.</p> <p>13.2.1. Расчет усиления железобетонных конструкций дополнительными жесткими опорами.</p> <p>13.2.2. Расчет усиления железобетонных конструкций дополнительными упругими опорами.</p> <p>13.2.3. Расчет усиления железобетонных конструкций устройством их неразрезности.</p> <p>13.3. Расчет усиления конструкций увеличением их степени внутренней статической неопределимости.</p>	2

13.3.1. Расчет прочности железобетонных конструкций, усиленных предварительно напряженными затяжками.	
13.3.2. Расчет прочности железобетонных конструкций, усиленных шпренгелями и шарнирно-стержневыми цепями.	
13.3.3. Расчет прочности железобетонных конструкций, усиленных предварительно напряженными распорками.	
ТЕМА 14. Усиление каменных конструкций. 14.1. Методы восстановления каменных конструкций. 14.2. Усиление элементов каменных конструкций. 14.3. Расчет усиления элементов каменных конструкций. 14.4. Усиление сопряжений элементов каменных конструкций. 14.5. Повышение пространственной жесткости каменных зданий. 14.6. Замена и усиление перемычек каменных зданий	2
ТЕМА 15. Усиление металлических конструкций. 15.1. Общие положения. 15.2. Усиление металлических конструкций увеличением их поперечного сечения. 15.3. Расчет металлических конструкций, усиленных увеличением их поперечного сечения. 15.4. Усиление соединений металлических конструкций. 15.5. Усиление металлических конструкций изменением их расчетной схемы	2
ТЕМА 16. Усиление деревянных конструкций. 16.1. Усиление элементов деревянных конструкций. 16.2. Усиление деревянных элементов стропильных крыш. 16.3. Защита усиленных деревянных конструкций	2
ТЕМА 17. Усиление оснований и фундаментов. 17.1. Общие положения. 17.2. Усиление фундаментов уширением подошвы. 17.3. Усиление фундаментов уширением подошвы с обжатием основания. 17.4. Расчет основания фундаментов, усиленных уширением подошвы. 17.5. Усиление фундаментов увеличением их глубины заложения. 17.6. Усиление фундаментов при помощи свай	2
Всего	34

#### 4. Практические занятия

Наименование тем практических занятий, их содержание	Кол-во часов
Тема № 1. Определение расчетных характеристик бетона и арматуры для поверочных расчетов эксплуатируемых железобетонных конструкций	2
Тема № 2. Поверочные расчеты прочности железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений по результатам их обследования	2

Тема № 3. Поверочные расчеты прочности, трещиностойкости и жесткости железобетонных конструкций по результатам их обследования на основе деформационной модели (с применением ЭВМ)	2
Тема № 4. Поверочные расчеты прочности каменных конструкций по результатам их обследования	2
Тема № 5. Поверочные расчеты прочности и жесткости металлических конструкций по результатам их обследования	2
Тема № 6. Поверочные расчеты прочности и жесткости деревянных конструкций по результатам их обследования	2
Тема № 7. Поверочные расчеты несущей способности основания и осадки фундаментов эксплуатируемых зданий	2
Контрольная работа № 1	1
Тестовый контроль теоретического обучения (Раздел I)	1
Тема № 8. Расчет прочности по сечению, нормальному к продольной оси, железобетонных конструкций, усиленных увеличением их поперечного сечения	2
Тема № 9. Расчет прочности, трещиностойкости и жесткости железобетонных конструкций, усиленных увеличением их поперечного сечения, на основе деформационной модели (с применением ЭВМ)	2
Тема № 10. Расчет прочности по сечению, наклонному к продольной оси, железобетонных конструкций, усиленных увеличением их поперечного сечения в зоне действия поперечных сил	2
Тема № 11. Расчет прочности железобетонных конструкций, усиленных изменением их расчетной схемы	4
Тема № 12. Расчет прочности усиленных каменных конструкций	2
Тема № 13. Расчет прочности усиленных металлических конструкций	2
Тема № 14. Расчет основания усиленных фундаментов реконструируемых зданий и сооружений	3
Контрольная работа № 2	1
Всего	34

## 5. Литература

В дополнение к настоящему учебно-методическому комплексу рекомендуется использование следующей литературы:

### **основная**

1. Шагин, А.Л. Реконструкция зданий и сооружений / А.Л. Шагин [и др.]; под ред. А.Л. Шагина. – М.: Высш. шк., 1991. – 352 с.
2. Бедов, А.И. Обследование и реконструкция железобетонных и каменных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений: учеб. пособие / А.И. Бедов, В.Ф. Сапрыкин. – М.: Изд-во АСВ, 1995. – 192 с.

3. Ребров, И.С. Усиление металлических конструкций / И.С. Ребров. – Л.: Стройиздат, 1988. – 288 с.
4. Топчий, В.Д. Реконструкция промышленных предприятий. В 2 т. Т. 1 / В.Д. Топчий [и др.]. – М.: Стройиздат, 1990. – 591 с.
5. Гринев, В.Д. Усиление железобетонных и каменных конструкций: тексты проблемных лекций / В.Д. Гринев. – Новополоцк: Новополоц. политехн. ин-т, 1992. – 64 с.
6. Обследование и испытание зданий и сооружений / под ред. Р.И. Рамшина. – М.: Высш. шк., 2006. – 447 с.

#### **нормативная**

7. СНБ 1.04.01-04. Здания и сооружения. Основные требования к техническому состоянию и обслуживанию строительных конструкций и инженерных систем, оценке их пригодности к эксплуатации.
8. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции (с изменениями).
9. СНБ 5.05.01-2000. Деревянные конструкции.
10. СНБ 5.01.01-99. Основания и фундаменты.
11. СНиП II-23-81\*. Стальные конструкции.
12. СНиП II-22-81. Каменные и армокаменные конструкции.
13. СНиП 2-01-07-85. Нагрузки и воздействия.
14. Пособие П1-98 к СНиП 2.03.01-84\*. Усиление железобетонных конструкций. – Минск: Минстройархитектуры, 1998. – 189 с.
15. Пособие по проектированию усиления стальных конструкций (к СНиП II-23-81\*) / УкрНИИпроектстальконструкция. – М.: Стройиздат, 1989. – 158 с.
16. Пособие П11-01 к СНБ 5.01.01-99 «Геотехнические реконструкции оснований и фундаментов». – Минск: Минстройархитектуры, 2001. – 120 с.
17. ТКП 45-5.01-67-2007. Фундаменты плитные. Правила проектирования. – Минск: НПП РУП «Стройтехнорм», 2007. – 144 с.

#### **дополнительная**

18. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования / Н.П. Блещик [и др.]; под ред. Т.М. Пецольда, В.В. Тура. – Брест: БГТУ, 2003. – 380 с.

19. Бондаренко, С.В. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий / С.В. Бондаренко, Р.С. Санжаровский. – М.: Стройиздат, 1990. – 351 с.
20. Житушкин, В.Г. Усиление каменных и деревянных конструкций: учеб. пособие / В.Г. Житушкин. – М.: Изд-во АСВ, 2005. – 56 с.
21. Испытание сооружений. Справочное пособие / Ю.Д. Золотухин [и др.]; под ред. Ю.Д. Золотухина. – Минск: Выш. шк., 1992. – 272 с.
22. Кузнецов, Ю.Д. Обеспечение долговечности железобетонных конструкций при реконструкции промышленных предприятий / Ю.Д. Кузнецов, И.Н. Заславский. – Киев: Будівельник, 1985. – 112 с.
23. Коновалов, П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий / П.А. Коновалов. – М.: Стройиздат, 1988. – 245 с.
24. Лазовский, Д.Н. Усиление железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений / Д.Н. Лазовский. – Новополоцк: Полоц. гос. ун-т, 1998. – 245 с.
25. Рекомендации по усилению железобетонных и каменных конструкций / Д.Н. Лазовский [и др.]. – Новополоцк: Полоц. гос. ун-т, 1993. – 485 с.
26. Онуфриев, Н.М. Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений / Н.М. Онуфриев. – М.: Стройиздат, 1965. – 342 с.
27. Ройтман, А.Г. Надежность конструкций эксплуатируемых зданий / А.Г. Ройтман. – М.: Стройиздат, 1985. – 175 с.
28. Сахновский, М.М. Уроки аварий стальных конструкций / М.М. Сахновский, А.М. Титов. – Киев: Будівельник, 1969. – 200 с.
29. Хило, Е.Р. Усиление строительных конструкций / Е.Р. Хило, Б.С. Попович. – Львов: Вища шк., 1985. – 156 с.
30. Рекомендации по восстановлению и усилению полносборных зданий полимеррастворами / ТбилЗНИИЭП. – М.: Стройиздат, 1990. – 160 с.
31. Рекомендации по обеспечению долговечности и надежности строительных конструкций гражданских зданий из камня и бетона с помощью композиционных материалов / НИИЛЭП ОИСИ. – М.: Стройиздат, 1988. – 160 с.
32. Рекомендации по обследованию и оценке технического состояния крупнопанельных и каменных зданий / ЦНИИСК им. В.В. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1988. – 57 с.

33. Рекомендации по обследованию зданий и сооружений, поврежденных пожаром / НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1987. – 75 с.
34. Рекомендации по проектированию усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений реконструируемых предприятий. Надземные конструкции и сооружения / Харьков. ПромстройНИИпроект, НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1992. – 248 с.
35. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений / НИИСК.– М.: Стройиздат, 1989. – 104 с.
36. Рекомендации по оценке надежности строительных конструкций по внешним признакам / ЦНИИпромзданий. – М.: Стройиздат, 1989. – 112 с.
37. Рекомендации по обследованию и оценке качества с применением неразрушающих методов, возводимых и эксплуатируемых конструкций / НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1987. – 55 с.
38. Рекомендации по ремонту и восстановлению железобетонных конструкций полимерными составами / НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1986. – 28 с.
39. Рекомендации по усилению каменных конструкций зданий и сооружений / ЦНИИСК. – М.: Стройиздат, 1984. – 36 с.
40. Руководство по обеспечению долговечности железобетонных конструкций предприятий черной металлургии при их реконструкции и восстановлении / Харьков. ПромстройНИИпроект, НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1982. – 112 с.
41. Руководство по защите железобетонных конструкций от действия нефтепродуктов / НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1983. – 32 с.
42. Мадатян, С.А. Стержневая арматура железобетонных конструкций. Обзорная информация / С.А. Мадатян. – М.: ВНИИТПИ, 1991. – 71 с.
43. Тур, В.В. Прочность и деформации бетона в расчетах конструкций / В.В. Тур, Н.А. Рак. – Брест: БГТУ, 2003. – 252 с.
44. Шалимо, М.А. Защита бетонных и железобетонных конструкций от коррозии / М.А. Шалимо. – Минск: Выш. шк., 1986. – 200 с.
45. Лащенко, М.Н. Повышение надежности металлических конструкций зданий и сооружений при реконструкции / М.Н. Лащенко. – Л.: Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1987. – 136 с., ил.



## 6. Учебно-методическая карта дисциплины

№ недели	№ темы	Название вопросов, которые изучаются на лекциях	№ занятия		Наглядные и методические пособия	Управляемая самостоятельная работа студента		Форма контроля знаний
			практ	лаб.		содержание	часы	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	1	1. Актуальность реконструкции. 2. Причины аварий строительных конструкций. 3. Агрессивное воздействие сред на материалы строительных конструкций	1		1, 2, 4, 5, 6, 22, 40, 41, 44, 45			
2	2	1.Обследование железобетонных конструкций. 2. Поверочные расчеты железобетонных конструкций. 3. Определение расчетных характеристик материалов. 4. Учет дефектов и повреждений. 5. Алгоритм оценки технического состояния железобетонных конструкций	2		1, 2, 4, 6, 7, 8, 13, 18, 21, 22, 27, 32, 33, 35, 36, 37	1. Дефекты и повреждения эксплуатируемых железобетонных конструкций. 2. Признаки аварийного состояния железобетонных конструкций	1	опрос
3	3	1. Поверочные расчеты прочности эксплуатируемых железобетонных конструкций на основе деформационной модели. 2. Расчет раскрытия трещин. 3. Расчет по деформациям	3		8, 14, 18, 24, 42, 43	1. Диаграммы деформирования бетона. 2.Диаграммы деформирования арматуры	1	опрос
4	4	1. Особенности обследования каменных конструкций. 2. Поверочные расчеты каменных конструкций	4		1, 2, 12, 20, 21, 27, 31, 32, 39	1. Дефекты и повреждения эксплуатируемых каменных конструкций	1	опрос

1	2	3	4	5	6	7	8	9
5	5	1. Особенности обследования металлических конструкций. 2. Поверочные расчеты металлических конструкций	5		1, 3, 4, 6, 11, 15, 21, 27, 28, 35	1. Дефекты и повреждения эксплуатируемых металлических конструкций	1	опрос
6	6	1. Особенности обследования деревянных конструкций. 2. Поверочные расчеты деревянных конструкций	6		1, 9, 20, 21, 27	1. Дефекты и повреждения эксплуатируемых деревянных конструкций	1	опрос
7	7	1. Обследование оснований и фундаментов реконструируемых зданий. 2. Поверочные расчеты оснований и фундаментов	7		1, 4, 10, 16, 17, 23, 25			
8		1. Классификация методов усиления железобетонных конструкций. 2. Усиление растянутой зоны железобетонных конструкций. 3. Обеспечение совместной работы дополнительной арматуры приваркой к существующей арматуре или приклеиванием к бетону растянутой зоны. 4. Расчет прочности железобетонных элементов, усиленных увеличением поперечного сечения в растянутой зоне. 5. Расчет прочности контактного шва в растянутой зоне			1-6, 7-15, 18, 20-25, 27, 28, 32, 33, 35-37, 40-44	(тестирование по теоретической части раздела I и контрольная работа № 1)	1+1	тестирование, контрольная работа
9	8	1. Усиление сжатой зоны железобетонных конструкций. 2. Расчет прочности железобетонных элементов, усиленных увеличением поперечного сечения в сжатой зоне. 3. Расчет прочности контактного шва в сжатой зоне	8		1, 2, 4, 5, 8, 14, 18, 19, 24-27, 29, 30, 31, 32, 35, 38, 40			

1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	9	1. Особенности расчета железобетонных элементов, усиленных увеличением поперечного сечения, на основе деформационной модели	9		8, 18, 19, 24			
11	10, 11	1. Усиление железобетонных конструкций увеличением поперечного сечения в зоне действия поперечных сил. 2. Усиление коротких консолей. 3. Усиление железобетонных конструкций при кручении, местном сжатии и продавливании	10		1, 2, 8, 14, 18, 25, 26, 29, 34			
12	12	1. Расчет усиления путем изменения места передачи нагрузки. 2. Расчет усиления конструкций увеличением их степени внешней статической неопределимости	11		1, 2, 4, 5, 14, 19, 24, 25-27, 29, 34, 35, 40	1. Усиление железобетонных конструкций изменением места передачи нагрузки. 2. Усиление конструкций дополнительными жесткими опорами. 3. Усиление конструкций дополнительными упругими опорами. 4. Усиление конструкций устройством их неразрезности. 5. Увеличение длины опирания железобетонных конструкций	1	опрос
13	12	1. Расчет усиления конструкций увеличением их степени внутренней статической неопределимости	11		1, 2, 4, 5, 14, 19, 24, 25-27, 29, 34, 35, 40	1. Устройство предварительно напряженных затяжек. 2. Устройство шпренгелей и шарнирно-стержневых цепей. 3. Устройство предварительно напряженных распорок	1	опрос

1	2	3	4	5	6	7	8	9
14	13	1. Усиление каменных конструкций. 2. Расчет усиления элементов каменных конструкций. 3. Усиление сопряжения элементов каменных конструкций. 4. Повышение пространственной жесткости каменных зданий. 5. Замена и усиление перемычек каменных зданий	12		1, 2, 4, 5, 12, 20, 25, 27, 29, 32, 39			
15	14	1. Усиление металлических конструкций увеличением их поперечного сечения. 2. Расчет металлических конструкций, усиленных увеличением их поперечного сечения	13		1, 3, 4, 11, 15, 28, 29, 35			
16	15	1. Усиление элементов деревянных конструкций. 2. Усиление деревянных элементов стропильных крыш. 3. Защита усиленных деревянных конструкций	14		1, 9, 20			
17	16	1. Усиление фундаментов уширением подошвы. 2. Расчет основания фундаментов, усиленных уширением подошвы. 3. Усиление фундаментов увеличением их глубины заложения	14		1, 4, 5, 10, 16, 17, 23	1. Усиление фундаментов при помощи свай  (контрольная работа №2)	1+1	опрос, контроль- ная ра- бота

## РЕЙТИНГОВАЯ СИСТЕМА КОНТРОЛЯ

Для оценки успешности обучения студентов дисциплине «Проектирование реконструкции зданий и сооружений» используется рейтинговая система контроля в соответствии с «Положением о рейтинговой системе контроля успешности обучения студентов в Полоцком государственном университете» (автор Л.С. Турищев).

В соответствии с системой рейтингового контроля успешность обучения складывается из семестровой и итоговой составляющих. *Семестровая* составляющая состоит из:

– отношения студента к изучаемой дисциплине (отсутствие пропусков лекционных и практических занятий без уважительных причин, активная работа на занятиях, своевременность выполнения и защиты индивидуальных самостоятельных заданий). Добросовестное отношение студента оценивается в 250 баллов, в том числе 50 баллов за 100 %-ное посещение лекций, 50 баллов за 100 %-ное посещение практических занятий и 150 баллов за активную работу на занятиях, своевременность выполнения и защиты индивидуальных самостоятельных заданий;

– уровня знаний по результатам тестового контроля на ЭВМ по материалу раздела I. Наивысшая оценка по результатам теста составляет 250 баллов. Изучение раздела I теоретического курса считается успешным, если количество набранных при тестировании баллов составляет 200 и более;

– уровня умений по результатам письменных контрольных работ № 1 и № 2. Наивысшая оценка по каждой контрольной работе составляет 100 баллов. Выполнение контрольных работ считается успешным, если студент выполняет задание каждой контрольной работы на 75 % и более;

– творческая активность при изучении курса (наличие научных публикаций и патентов, имеющих прямое отношение к изучаемой дисциплине, выполнение творческих заданий, изучением внепрограммных материалов и составлением по ним рефератов и др.). Наивысшая оценка за творческую активность составляет 1000 баллов. Конкретная оценка в зависимости от уровня творческих достижений устанавливается преподавателем, руководившим творческой деятельностью студента, и утверждается на заседании кафедры.

*Итоговая* составляющая отражает результаты итогового контроля в виде экзамена. В экзаменационном билете – 2 вопроса (по одному из раздела дисциплины) и задача. Наивысшая оценка – 700 баллов, в том числе

250 баллов за ответ на вопрос раздела I, 300 баллов за ответ на вопрос раздела II и 150 баллов за решение задачи.

В случае успешного прохождения тестового контроля и успешного выполнения двух контрольных работ студент, по его желанию, освобождается на итоговом экзамене от вопроса по разделу I дисциплины и задачи. При этом студенту засчитывается набранное количество баллов в семестровом контроле в виде теста и двух контрольных работ.

Сумма баллов, заработанных студентом в течение семестра и на экзамене, образует рейтинг успешности обучения данной дисциплине в семестре. Изучение студентом дисциплины «Проектирование реконструкции зданий и сооружений» считается успешным, если рейтинг составляет 600 баллов и более.

Перевод рейтинга в десятибалльную систему оценок производится в соответствии со следующей шкалой перевода.

1	2	3	4	5
$0 \leq R < 300$	$300 \leq R < 500$	$500 \leq R < 600$	$600 \leq R < 650$	$650 \leq R < 700$
6	7	8	9	10
$700 \leq R < 800$	$800 \leq R < 850$	$850 \leq R < 950$	$950 \leq R < 975$	$R \geq 975$

# ЛЕКЦИОННЫЙ КУРС

Раздел I  
ОЦЕНКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ  
КОНСТРУКЦИЙ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Тема 1. АКТУАЛЬНОСТЬ РЕКОНСТРУКЦИИ И ПРИЧИНЫ  
НЕСООТВЕТСТВИЯ ЭКСПЛУАТАЦИОННЫМ ТРЕБОВАНИЯМ  
ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

**Введение**

Реконструкция действующих промышленных предприятий наряду с новым строительством в условиях бурно развивающейся экономики имеет *первостепенное значение*. Окупаемость капитальных вложений в реконструкцию промышленных предприятий происходит в 2...3 раза быстрее, чем при строительстве новых.

Реконструкция *промышленных* зданий и сооружений – составная часть общей реконструкции предприятий. Изменение условий эксплуатации и функционального назначения строительных сооружений вследствие внедрения новых технологий в ряде случаев требует проведения для них дополнительных мероприятий. Установка дополнительного оборудования приводит к увеличению нагрузок, изменению их места приложения и характера, внесению поправок в расчетные схемы, что может вызвать необходимость предварительного усиления конструкций строительных сооружений. В процессе реконструкции строительные сооружения должны быть приведены в соответствие с требованиями действующих нормативных документов в измененных условиях эксплуатации.

К реконструкции зданий и сооружений прибегают также в связи с необходимостью восстановления физически изношенных отдельных элементов, частей зданий и сооружений. Физический износ обуславливает их переход в состояние отличное от проектного и приводит к необходимости усиления.

Реконструкции подлежат и *гражданские* здания, среди которых доля физически и морально изношенных объектов растет опережающими темпами. Необходимость обеспечения комфортным жильем, развитие малого и среднего бизнеса требуют не только повышения темпов жилищного строительства, но и реконструкции старых капитальных жилых и общественных зданий, в ряде случаев с усилением и заменой конструкций.



Кроме того, в результате геодинамических процессов и природных катастроф, а также в процессе строительства и эксплуатации имеют место случаи *предаварийного состояния* и обрушения отдельных конструкций, частей зданий и целых сооружений, что влечет за собой необходимость выполнения неотложных противоаварийных мероприятий по их усилению и восстановлению.

### 1.1. Причины аварий строительных конструкций

*Проектный срок службы* строительных конструкций (время, по истечении которого дальнейшая эксплуатация становится невозможной, а восстановление – экономически нецелесообразным) зависит от класса сооружений и составляет для I класса – более 90 лет, II класса – более 60 лет, III класса – более 30 лет. Такой срок эксплуатации для промышленных и гражданских зданий обычно превосходит сроки морального износа.

В истории известны случаи, когда сроки нормальной эксплуатации строительных сооружений исчисляются столетиями: каменные конструкции Спасо-Евфросиньевской церкви в г. Полоцке (XII в.), известково-бутовые, каменные конструкции Софийского собора в г. Полоцке (XIII – XVIII вв.), металлические конструкции каркасов Казанского и Исаакиевского соборов в г. Санкт-Петербурге (начало XIX в.), знаменитой Эйфелевой башни в Париже (1889 г.) и др.

На работоспособность и сроки службы конструкций большое влияние оказывают повреждения, возникающие в процессе эксплуатации, которые, накапливаясь и развиваясь, могут привести к *отказам* в работе как отдельных элементов, так и строительных сооружений в целом.

Среди техногенных аварий по количеству и материальному ущербу до последнего времени первое место занимали оборудование и конструкции, подконтрольные Проматомнадзору, второе – строительные конструкции [45]. Среди аварий строительных конструкций по тем же показателям на I месте стоят *железобетонные* и *каменные*, а затем *металлические* конструкции (рис. 1.1, а). Согласно статистическим данным около 60 % всех аварий происходит в период строительства и около 40 % – в период эксплуатации (рис. 1.1, б). Аварии строительных конструкций происходят и в настоящее время, случается повторяемость аварий, некоторые из них становятся даже «типовыми». Аварии – чаще всего результат действия совокупности причин, основные из них можно классифицировать следующим образом (табл. 1.1).

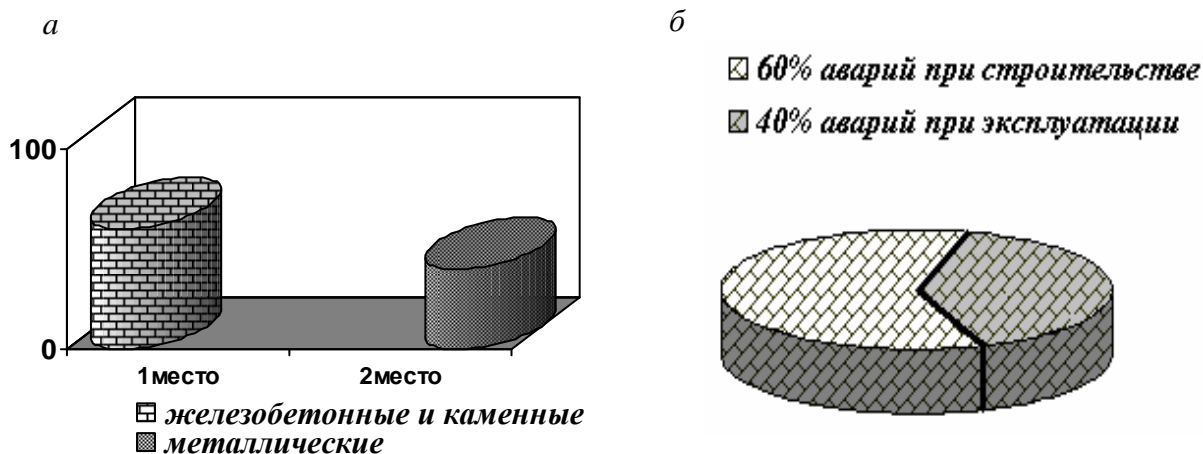


Рис. 1.1. Диаграммы распределения аварий строительных конструкций:  
*а* – количество аварий и материальный ущерб от них; *б* – статистические данные количества аварий во время строительства и эксплуатации

Таблица 1.1

Причина	Количество, %
1. Дефекты монтажа, непроектное выполнение узлов сопряжения конструкций, нарушение технологии производства работ.	42
2. Несоответствие качества строительных материалов и конструкций требованиям норм.	31
3. Низкое качество эксплуатации, изменение проектных расчетных схем конструкций, превышение фактических нагрузок над проектными, взрывы и пожары.	23
4. Ошибки проектов, недостатки норм проектирования, стандартов и технических условий	4

Кроме повышения ответственности проектных и строительных организаций за качество работы, предусмотрены дополнительные меры по улучшению качества, надежности и предотвращения аварий строительных сооружений:

1. Осуществление технического надзора за строительством со стороны заказчика и органов Госстройнадзора, авторского надзора проектной организации.

2. Обязательные сертификация и контроль качества строительных материалов и изделий, использование строительной организацией собственной испытательной лаборатории.

3. Организация службы технического надзора за эксплуатацией строительных сооружений, системы планово-предупредительных ремон-

тов, периодического осмотра и обследования технического состояния строительных сооружений, профилактики аварийных состояний.

4. Государственная вневедомственная экспертиза строительных проектов, совершенствование норм проектирования строительных сооружений.

## **1.2. Агрессивное воздействие сред на материалы строительных конструкций**

Как показывает практика, частичный или полный отказ строительных конструкций зданий и сооружений в ряде случаев происходит задолго до окончания проектного срока службы. Одна из основных причин – разрушение материала строительных конструкций в результате коррозии под воздействием внешней агрессивной среды.

*Коррозия* материалов строительных конструкций (бетонных и железобетонных, каменных, металлических и др.) зависит от многих факторов: вида, химического состава, концентрации, растворимости в воде, влажности, температуры окружающей среды и условий контакта с ней, а также от параметров самой конструкции (например, для железобетонной конструкции – от конструктивной формы поперечного сечения, вида и плотности бетона, вида, количества и расположения арматуры, типа и уровня напряженного состояния, наличия и ширины раскрытия трещин).

Агрессивные среды по степени воздействия на строительные конструкции (относительное снижение прочности материала в течение 1 года) разделяют на *неагрессивные* (снижения прочности нет), *слабоагрессивные* (снижение прочности менее 5 %), *среднеагрессивные* (снижение прочности 5...20 %) и *сильноагрессивные* (снижение прочности более 20 %).

По физическому состоянию агрессивные среды могут быть *газовоздушные, жидкие и твердые*.

Наиболее распространенные агрессивные *газы*: углекислый газ, кислород, водяной пар, сернистый и серный ангидрид, сероводород, аммиак, хлор, хлористый водород, двуокись хлора, фтористый водород, фосфорный ангидрид, пары брома, иода и т.д. Степень агрессивности газовоздушных сред зависит от растворимости в воде самих газов, температуры и влажности среды.

*Газовоздушные среды* по характеру взаимодействия с цементным камнем подразделяются на три группы.

*1 группа* – углекислый газ, фтористый водород, фтористый кремний, фосфорный ангидрид – проникают в поровое пространство бетона, образуют с  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  нерастворимые и малорастворимые соли кальция при не-

значительном увеличении в объеме. Основная схема агрессивного воздействия – нейтрализация щелочности цементного камня:



*2 группа* – сернистый и серный ангидрид, сероводород – образуют в поровом пространстве малорастворимые соли, способные увеличиваться в объеме более чем в 2 раза и разрушать бетон. Визуально это проявляется в виде послойного шелушения.

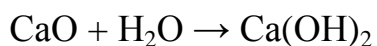
*3 группа* – хлор, хлористый водород, двуокись хлора, пары брома, иода – образуют хорошо растворимые соли кальция, засасываемые в капилляры и транспортирующие ионы хлора к арматуре, практически не нарушая щелочность защитного слоя бетона.



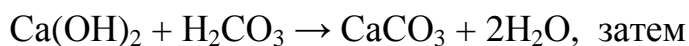
*Жидкие* агрессивные среды: атмосферные осадки и грунтовые воды (мягкие, талые снеговые), минерализованные воды с содержанием солей  $\text{Cl}^-$ ,  $\text{Mg}^{2+}$ ,  $\text{SO}_4^{2-}$ , Ca, Na, K, нефтепродукты и растворители, растительные и животные масла и др. Степень их агрессивного воздействия зависит от концентрации агрессивных веществ, температуры, скорости движения при соприкосновении с поверхностью конструкции, напора.

Из большого числа «механизмов» разрушения **бетона** выделяются три основных вида:

**I вид** – процессы растворения составных частей цементного камня и выноса продуктов гидрата окиси кальция  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  протекающей водой (выщелачивание) – *физический* вид коррозии. Признаком коррозии бетона I вида является наличие высолов на поверхности, которые приводят к увеличению пористости цементного камня и снижению его прочности. При выщелачивании 10 % CaO происходит снижение прочности до 10 %, при потере 20 % CaO – до 25 % и при потере около 33 % CaO наступает полное разрушение цементного камня.



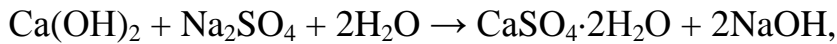
**II вид** – результат взаимодействия составных частей цементного камня с кислотами или солями, приводящий к образованию *легкорастворимых* или *аморфных* размываемых водой веществ (продукты растворимы).



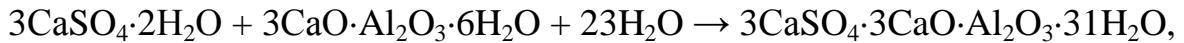
Бетон разрушается послойно. При реконструкции поврежденный коррозией бетон удаляют.

**III вид** характеризуется накоплением в порах и капиллярах цементного камня *малорастворимых солей с увеличением их объема*. Давление приводит к разрушению цементного камня. На начальной стадии плот-

ность и прочность бетона увеличивается. Если в этот период обеспечить антикоррозионную защиту, бетон может быть сохранен, в противном случае, в дальнейшем происходит его разупрочнение (разрыхление).



$\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$  – гипс с некоторым увеличением объема взаимодействует с трехкальциевым гидроалюминатом цементного камня



$3\text{CaSO}_4 \cdot 3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 31\text{H}_2\text{O}$  – гидросульфоалюминат кальция увеличивается в объеме более чем в 2 раза.

В реальных условиях коррозия каждого вида в отдельности встречается редко, как правило, они сочетаются. Степень коррозионного воздействия увеличивается с увеличением температуры среды. Опасно сочетание попеременного замораживания-оттаивания с процессами коррозии III вида.

*Агрессивное воздействие нефтепродуктов* на железобетонные конструкции объясняется содержанием в них высокомолекулярных смол и присадок. В наибольшей степени снижают прочность бетона и его сцепление с арматурой минеральные масла и мазуты. При длительном воздействии на железобетонные конструкции минеральных масел прочность бетона можно определить по эмпирическим формулам:

– при постоянном воздействии

$$f_{cd,t} = f_{cd} \cdot (1 - 0,1 \cdot t) \quad (\text{справедлива при } t < 7 \text{ лет}),$$

$$f_{cd,t} \approx f_{cd} / 3 \quad (\text{при } t \geq 7 \text{ лет});$$

– при периодическом (1-2 раза в год) воздействии

$$f_{cd,t} = f_{cd} \cdot (1 - 0,023 \cdot t) \quad (\text{справедлива при } t < 30 \text{ лет}),$$

$$f_{cd,t} \approx f_{cd} / 3 \quad (\text{при } t \geq 30 \text{ лет}).$$

При постоянном воздействии минеральных масел предельные касательные напряжения, характеризующие сцепление арматуры с бетоном, равны

$$\tau_{bd,t} = \tau_{bd} \cdot (1 - 0,1 \cdot t) \quad (\text{справедлива при } t < 7 \text{ лет}),$$

$$\tau_{bd,t} \approx \tau_{bd} / 3 \quad (\text{при } t \geq 7 \text{ лет}),$$

где  $f_{cd}$  и  $\tau_{bd}$  – значения соответственно сопротивления сжатию исходного (непротитанного) бетона и предельное касательное напряжение, характеризующее сцепление арматуры с исходным бетоном;

$t$  – время воздействия нефтепродуктов на конструкцию.

*Отработанные минеральные, окисленные растительные и животные масла* не только агрессивны к бетону, но и вызывают коррозию арма-

туры и закладных деталей. Дизельное топливо и масляные эмульсии менее агрессивны. Бензины, керосины и растворители практически не влияют на прочность бетона.

*Твердые агрессивные среды:* минерализованные грунты, содержащие соли  $\text{Cl}^-$ ,  $\text{Mg}^{2+}$ ,  $\text{SO}_4^{2-}$ , Ca, Na, K, и минеральные удобрения. Агрессивность твердых веществ определяется их растворимостью в воде и гигроскопичностью.

В основном строительные металлические конструкции подвергаются атмосферной коррозии (на открытом воздухе, внутри промышленных зданий и под навесами). Различают три вида коррозии: *равномерную сплошную, неравномерную сплошную и местную.*

*Равномерная сплошная* коррозия характерна для сплавов металлов, не имеющих защитных окисных пленок или имеющих рыхлые пленки.

*Неравномерная сплошная* коррозия имеет место в многофазных сплавах металлов и наличии дефектов на поверхности.

*Местная* коррозия наблюдается при местном нарушении защитных покрытий, может распространяться в глубину металла, вызывая его вспучивание, или повреждает один из материалов, составляющих сплав.

Скорость коррозии зависит от вида агрессивных воздействий и условий среды. Повышение температуры ускоряет процесс коррозии. При нагреве до температуры 200...250 °С на поверхности стальных элементов образуется тонкая пленка окислов, пассивирующая поверхностный слой стали, при температуре 500...600°С происходит коробление и растрескивание поверхностной защитной пленки, а при отрицательной температуре (ниже минус 30...минус 40 °С) коррозия стали практически прекращается.

В зависимости от механизма разрушения металла различают *химическую и электрохимическую* коррозию.

*Химическая коррозия* происходит под воздействием газов или жидкостей (не электролитов) органического происхождения. В результате их взаимодействия на поверхности металла образуется пленка в виде окислов.

*Электрохимическая коррозия* наблюдается во влажном воздухе и водных растворах, проводящих ток. Атомы металла в результате переходят в раствор электролита в виде ионов, а эквивалентное число электронов остается в металле.

На коррозионную стойкость стальных элементов влияет также и конструктивная форма сечения: круглое сечение – самое устойчивое, затем квадратное, коробчатое, одиночный уголок.

Продукт коррозии – ржавчина имеет *значительно больший объем*, чем исходный металл. В различного рода щелях опасно скопление продуктов коррозии, приводящих к расслоению элементов.

**Древесина** как строительный материал отличается повышенной сопротивляемостью к химическим воздействиям и имеет преимущество перед металлом. Однако все породы древесины весьма подвержены разрушительному действию огня, грибов, насекомых и грызунов.

*Древоразрушающий гриб* питается органическими веществами древесины и развивается при определенных условиях среды (температуре 5...25 °С, влажности 50...70 % и отсутствии вентиляции). Грибы быстро размножаются посредством спор и переносятся на здоровую древесину. Под воздействием грибов в древесине образуются поперечные и продольные трещины, она становится рыхлой и трухлявой. К наиболее распространенным видам грибов, поражающих древесину, относятся *настоящий домовый гриб, белый домовый гриб, гриб домовый пленчатый, трутовик*. Они поселяются в сухой древесине, их появление возможно спустя многие годы от момента окончания сушки. Мицелий этих грибов может пробивать себе дорогу даже через каменные стены и грунт. Древесина под действием грибов превращается в ватообразную коричневую рыхлую ткань с серыми (у настоящего домового гриба) и белыми жгутами (у белого домового гриба) и в виде пленки (у гриба домового пленчатого).

Насекомые (короеды, дровосеки), поражающие растущую и свежесрубленную древесину, не поражают и не размножаются в древесине строительных конструкций. Для строительных конструкций опасность представляют *насекомые, питающиеся сухой древесиной*: жучки-точильщики, долгоносики домовые, древесинники, термиты и др. В древесине они протачивают круглые или овальные отверстия и разрушают ее.

### Вопросы для самоконтроля

1. Роль реконструкции в промышленном и гражданском строительстве.
2. Назовите основные причины аварий строительных конструкций и мероприятия по их предотвращению.
3. Назовите факторы, влияющие на коррозию материалов строительных конструкций.
4. Классифицируйте агрессивные среды по состоянию и степени воздействия на материалы строительных конструкций.
5. Расскажите о характере взаимодействия цементного камня с агрессивными газами I группы, II группы, III группы.
6. Опишите «механизм» разрушения бетона при коррозии I вида, II вида, III вида.
7. Каково агрессивное воздействие нефтепродуктов (минеральное масло, мазут, дизельное топливо, бензин и др.) на железобетонные конструкции?
8. Назовите виды коррозии стальных конструкций.
9. Расскажите о воздействиях, разрушающих древесину строительных конструкций.

## Тема 2. ОЦЕНКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ, ОБСЛЕДОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Влияние внешней среды, неблагоприятных физико-геологических процессов, высокотемпературного нагрева при пожаре, нарушение нормальных условий эксплуатации, увеличение нагрузок по сравнению с проектными, а также недоработки на стадии проектирования и строительства приводят к изменению технического состояния конструкций зданий и сооружений.

В новом состоянии конструкции могут не удовлетворять предъявляемым требованиям по *прочности, жесткости* или *трещиностойкости и долговечности*.

**Фактическое техническое состояние** строительных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений устанавливают в результате их *обследования, натурного испытания и поверочных расчетов*.

### 2.1. Обследование железобетонных конструкций

*Обследование* конструкций – первый этап в установлении их действительного технического состояния.

В состав обследования железобетонных конструкций входят следующие работы: *изучение имеющейся проектной документации* (технический паспорт здания, рабочие чертежи существующих конструкций, материалы завода-изготовителя, исполнительная документация, материалы по эксплуатации и др.), *общее (предварительное)* и *детальное (инструментальное) обследование*.

При наличии проектной документации определяют: продолжительность эксплуатации; размеры и конструктивную схему здания; геометрические размеры и типы конструкций; номер и серию чертежей, по которым они разработаны; проектную расчетную схему конструкций; проектный класс (марку) бетона и армирование конструкций (вид, класс, способ анкеровки и расположение рабочей арматуры); конструктивные особенности узлов сопряжения элементов; вид и величину нагрузок; особенности технологического процесса и характеристики агрессивной среды; проектные инженерно-геологические и гидрогеологические условия площадки; в случае реконструкции – новые нагрузки, режимы эксплуатации и характеристики ожидаемой агрессивной среды.



В результате изучения технической, производственной и эксплуатационной документации, опроса работников службы эксплуатации зданий и сооружений, работающих в здании людей, собираются данные об имевших место за период эксплуатации аварийных состояниях конструкций и деформациях оснований, вызвавших их причинах; зонах конструкций с нарушением нормальных условий эксплуатации; выполненных ранее усилениях конструкций.

### **2.1.1. Общее (предварительное) обследование**

В процессе предварительного обследования в первую очередь устанавливаются:

- *конструкции, находящиеся в предаварийном состоянии;*
- *конструкции, имеющие существенные дефекты и повреждения;*
- *конструкции с нарушением нормальных условий эксплуатации.*

При необходимости ориентировочно определяют прочность поверхностных слоев бетона на участках, где согласно схеме работы конструкции прочность бетона имеет наибольшее значение, методами пластической деформации (с помощью эталонных молотков Н.П. Кашкарова, И.А. Физделя), упругого отскока, экспертными методами. Во всех случаях удары должны наноситься по растворному участку бетона. При этом прочность бетона уточняется по результатам осмотра сколов бетона. Если скол произошел по контакту крупного заполнителя и растворной части, прочность бетона следует уменьшить на 5...10 МПа. На данном этапе также выборочно определяют глубину нейтрализации бетона.

В результате предварительного обследования намечают участки для детального обследования.

К признакам, характеризующим *предаварийное состояние* железобетонных конструкций, относятся:

- уменьшение прочности бетона сжатой зоны более чем на 40 % (рис. 2.1, а);
- отслоение защитного слоя и продольные трещины вдоль рабочей арматуры в зоне ее анкеровки с явными признаками коррозии арматуры (рис. 2.1, б);
- разрывы отдельных стержней и уменьшение в результате коррозии поперечного сечения рабочей продольной арматуры в растянутой зоне на 50 % и более (рис. 2.1, в);
- пропитка нефтепродуктами в зоне анкеровки рабочей арматуры, снижающая ее сцепление с бетоном (рис. 2.1, г);

- разрывы отдельных стержней рабочей поперечной арматуры; в зоне среза наклонные трещины, пересекающие растянутую и сжатую зоны (рис. 2.1, *д*);
- в пролете конструкции нормальные трещины с разветвленными концами (рис. 2.1, *е*);
- трещины раскрытием свыше 0,5 мм и признаки разрушения сжатой зоны элементов (рис. 2.1, *жс*);
- деформации закладных деталей с расстройством стыков, уменьшенная против требований норм площадь опирания сборных конструкций (рис. 2.1, *з*);
- выпучивание сжатой арматуры с признаками разрушения бетона сжатой зоны (рис. 2.1, *и*);
- значительные (более 1/50 пролета) прогибы изгибаемых элементов при наличии трещин в растянутой зоне с раскрытием более 0,5 мм (рис. 2.1, *к*).

При выявлении в процессе предварительного обследования конструкций, находящихся в предаварийном состоянии, необходимо выполнить ***первоочередные мероприятия по обеспечению безопасности*** (предотвратить доступ людей в зону возможного обрушения, разгрузить аварийно-опасные конструкции, установить временные страховочные крепления и т.п.).

При предварительном обследовании фиксируют *дефекты и повреждения, снижающие прочность, жесткость и долговечность* железобетонных конструкций:

- степень и площадь повреждений защитных покрытий;
  - изменение цвета бетона, высолы и масляные пятна на поверхности;
  - снижение прочности бетона сжатой зоны на 30 % и более;
  - наличие раковин и отколов в бетоне, оголение арматуры;
  - нарушение сцепления арматуры с бетоном (по глухому стуку при простукивании, а при наличии отслоения – звук дребезжащий);
  - отход анкеров от пластин закладных деталей из-за коррозии стали в сварных швах и смещение закладных деталей;
  - заметные на глаз прогибы конструкций;
- непроектное выполнение узлов сопряжения; смещение конструкций в узлах и стыках и т.п.

Наличие коррозии стальной арматуры определяют визуально путем непосредственного осмотра оголенной арматуры, а также косвенно по появлению продольных трещин в защитном слое бетона или выступов продуктов коррозии стали на поверхности бетона.

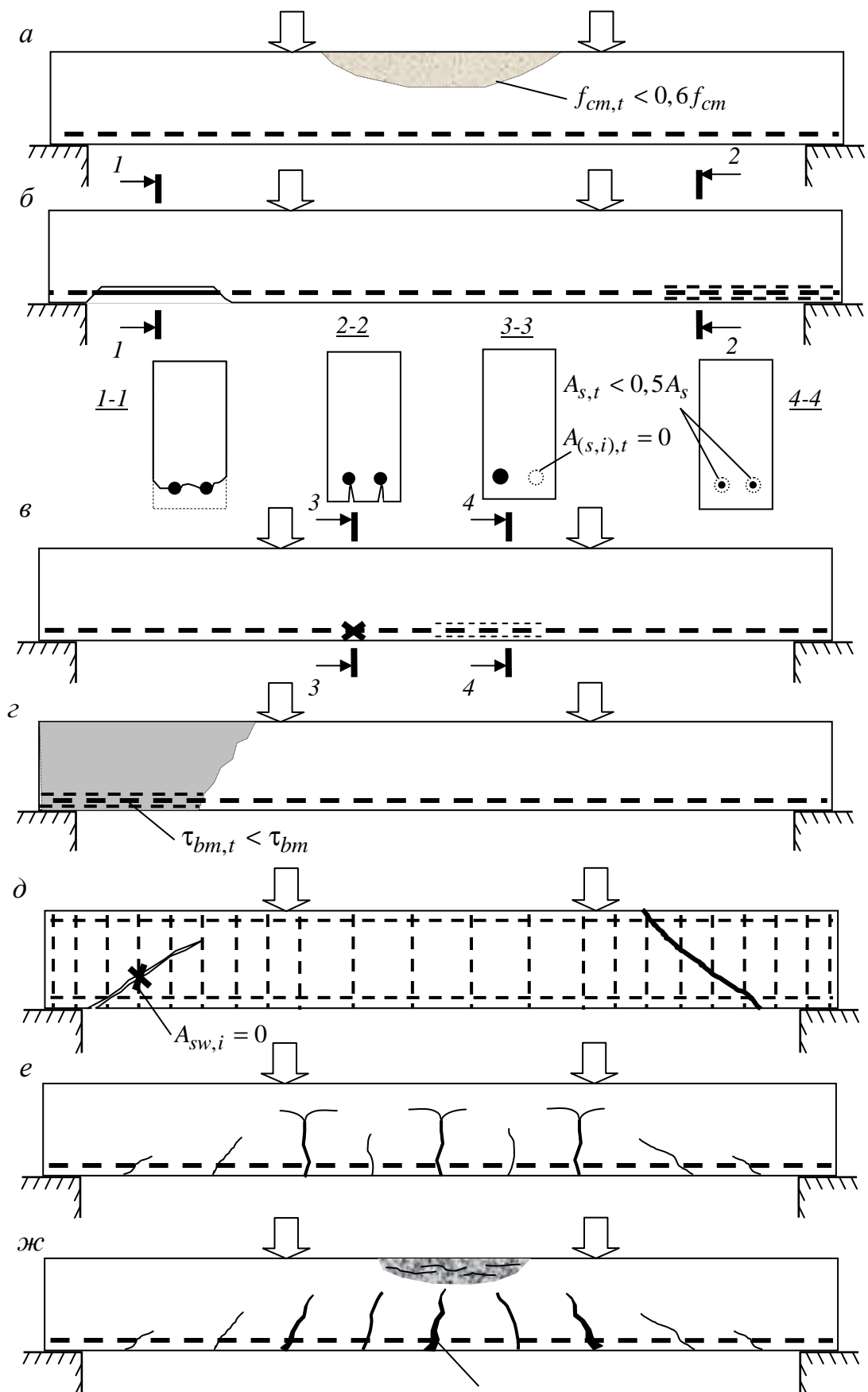


Рис. 2.1. Признаки предаварийного состояния железобетонных конструкций (см. также с. 36)

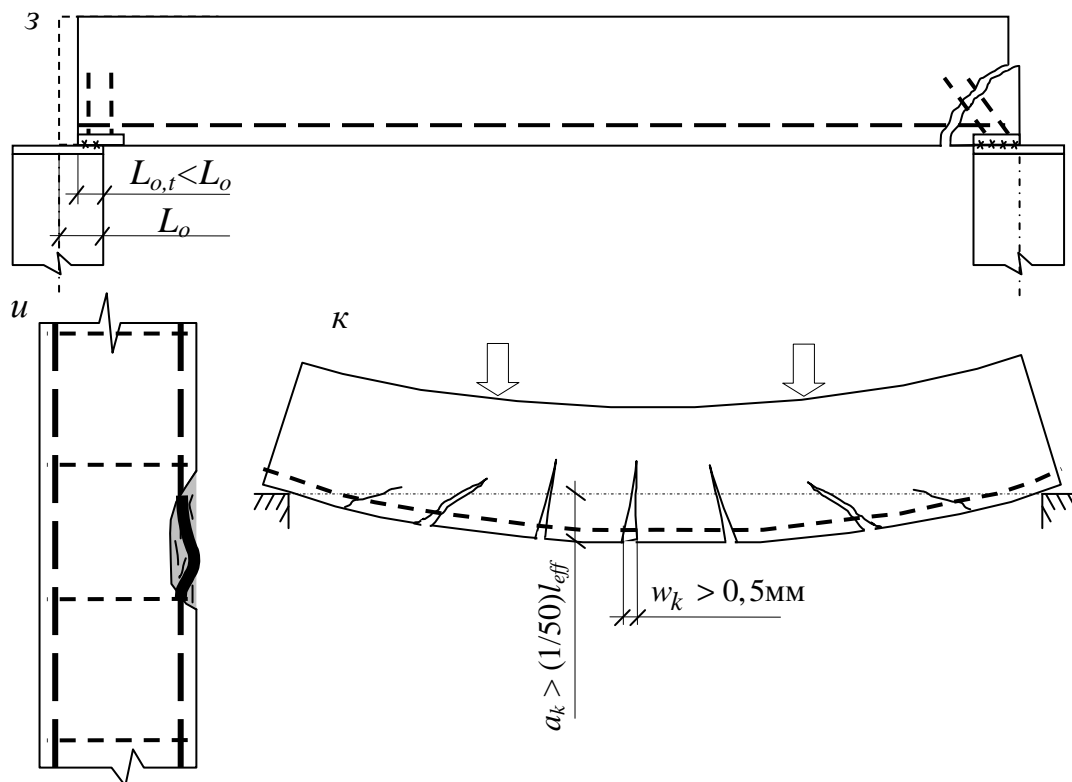


Рис. 2.1. Окончание

При выполнении предварительного обследования устанавливают зоны с нарушением нормальных условий эксплуатации конструкций:

- увлажнение, попеременное замораживание-оттаивание в водонасыщенном состоянии;
- проливы технологических растворов и нефтепродуктов;
- вблизи и над источниками теплоизлучения;
- вибрация и ударные нагрузки и т.п.

Внешними признаками нарушения нормальных условий эксплуатации являются: изменение цвета бетона; на поверхности конструкций высолы, мокрые и масляные пятна, ржавчина, шелушение и растрескивание бетона; трещины вдоль арматуры, отслоение защитного слоя, коррозия арматуры и др.

По результатам предварительного обследования с учетом выявленных дефектов и повреждений на момент обследования конструкция относится к одной из пяти категорий состояния:

*I – исправное (хорошее) состояние – конструкция удовлетворяет предъявляемым требованиям по прочности (устойчивости), жесткости и трещиностойкости. Долговечность конструкции, по сравнению с проектной, не снижена.*

Характерные признаки:

- прочность бетона не ниже проектной;
- на поверхности бетона отсутствуют дефекты, повреждения, раковины, поры, выбоины, трещины;
- отсутствует нейтрализация бетона защитного слоя;
- при вскрытии поверхность арматуры чистая;
- антикоррозионная защита конструкций и закладных деталей находится в исправном (хорошем) состоянии.

*II – неисправное (удовлетворительное) состояние – конструкция удовлетворяет предъявляемым требованиям по прочности (устойчивости), жесткости и трещиностойкости. Имеются признаки снижения долговечности конструкции, по сравнению с проектной.*

Характерные признаки:

- прочность бетона не ниже проектной;
- на поверхности бетона отсутствуют дефекты и повреждения, свидетельствующие о снижении прочности, но имеются отдельные раковины, поры, выбоины, волосные трещины;
- глубина нейтрализации бетона защитного слоя не превышает половины его толщины;
- при вскрытии поверхность арматуры не имеет признаков коррозии;
- антикоррозионная защита конструкций и закладных деталей, в основном, не нарушена;
- прогиб и ширина раскрытия трещин не превышает предельно допустимые значения.

*III – ограниченно работоспособное (не вполне удовлетворительное) состояние – конструкция удовлетворяет предъявляемым к ней требованиям по прочности (устойчивости), жесткости. Долговечность конструкции существенно снижена.*

Характерные признаки:

- прочность бетона не ниже проектной;
- изменен цвет бетона вследствие пересушивания;
- шелушение граней вследствие размораживания в водонасыщенном состоянии;
- небольшие сколы, оголение арматуры;
- на поверхности бетона мокрые или маслянистые пятна, высолы;

- бетон защитного слоя нейтрализован на всю толщину;
- на участках с недостаточной толщиной защитного слоя следы коррозии рабочей и распределительной арматуры;
- при вскрытии поверхность арматуры имеет коррозию в виде отдельных точек и пятен, язв и пластинок ржавчины нет, уменьшение площади поперечного сечения вследствие коррозии не превышает 5 %;
- антикоррозионная защита конструкций и закладных деталей нарушена;
- ширина раскрытия трещин превышает допустимые значения;
- прогиб не превышает предельно допустимого значения.

*IV – неработоспособное (неудовлетворительное) состояние – конструкция не удовлетворяет предъявляемым к ней требованиям по прочности (устойчивости) или жесткости.*

Характерные признаки:

- имеются повреждения, свидетельствующие о снижении прочности, но на момент обследования не угрожающие безопасности работающих;
- прочность бетона в сжатой зоне ниже проектной на 30 % и более;
- пропитка бетона конструкций нефтепродуктами в пролете;
- продольные трещины вдоль рабочей арматуры в пролете, пластинчатая ржавчина на арматуре и закладных деталях, потеря площади сечения рабочей арматуры вследствие коррозии превышает 5 %;
- трещины в сжатой зоне и зоне среза;
- нарушение крепления поперечной арматуры к продольной;
- прогиб конструкций превышает предельно допустимый более чем на 30 %.

*V – предельное (предаварийное) состояние – конструкция не удовлетворяет предъявляемым к ней требованиям по прочности (устойчивости). Существует опасность обрушения и угроза безопасности работающих.*

Характерные признаки предаварийного состояния железобетонных конструкций приведены выше.

Определение категории технического состояния **для групп конструкций, участков здания или здания в целом** по результатам общего обследования производится по методике [7] в соответствии с табл. 2.1.

Таблица 2.1

Степень распространения дефектов (повреждений)	Класс дефектов		
	Критические	Значительные	Малозначительные
Массовые	$\frac{V}{IV, V}$	$\frac{IV, V}{III}$	$\frac{III}{II, III}$
Многочисленные	$\frac{V}{IV}$	$\frac{IV}{II, III}$	$\frac{II, III}{II}$
Единичные	$\frac{IV, V}{III, IV}$	$\frac{III}{II}$	$\frac{II}{I}$

Примечание. В числителе приведены категории состояния для элементов 1 степени ответственности, а в знаменателе – 2 степени ответственности.

Класс дефекта группы А (для показателей качества, имеющих нормируемые численные значения) определяется величиной отклонения ( $\Delta$ , %) фактического значения контролируемого параметра  $X_i$  в небезопасную сторону от проектного значения  $X_{\min(\max)}$  (проектная, нормативно-техническая документация или ГОСТ 21778-81 «Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Основные положения»):

$$\Delta = \frac{X_i - X_{\min(\max)}}{X_{\min(\max)}}. \quad (2.1)$$

При этом:

- критическому дефекту (повреждению) соответствует  $\Delta > 40\%$ ;
- значительному дефекту (повреждению) –  $10\% < \Delta \leq 40\%$ ;
- малозначительному дефекту (повреждению) –  $\Delta \leq 10\%$ .

В случае если дефект или повреждение не имеет нормируемого численного значения (дефект группы Б), отнесение его к определенному классу производится экспертно на основе анализа его последствий.

По степени распространения дефектов (повреждений) в элементе, группе, на участке или в здании в целом различают:

- единичные дефекты (повреждения) – (занимающие до 10 % площади, линейного размера или количества);
- многочисленные дефекты (повреждения) – (то же от 10 до 40 %);
- массовые дефекты (повреждения) – (то же свыше 40 %).

Различают две степени ответственности за работоспособность отдельных конструкций или ее участков.

К 1 степени ответственности относятся элементы или их участки, локальный отказ которых может привести к полному или ограниченному отказу системы элементов и значительному снижению их эксплуатационных качеств.

Остальные элементы и их участки относятся ко 2 степени ответственности.

Для генеральной совокупности конструкций каждого вида по результатам общего обследования может быть произведена усредненная оценка категории состояния по формуле

$$\bar{K} = \frac{5K_V + 4K_{IV} + 3K_{III} + 2K_{II} + K_I}{K_V + K_{IV} + K_{III} + K_{II} + K_I}, \quad (2.2)$$

где  $K_i$  – количество конструкций, имеющих  $i$ -тую категорию состояния.

***Категория технического состояния конструкции в процессе детального обследования и поверочных расчетов уточняется.***

К аварийно-опасным относятся здания и сооружения или их участки, отнесенные к V категории состояния или в которых имеются отдельные конструкции, относящиеся к V категории состояния, и их разрушение может быть опасным для жизни и здоровья людей, сохранности оборудования и материальных ценностей, или если не менее 20 % конструкций имеют IV категорию состояния. В соответствии с [7] эксплуатация аварийно-опасных зданий и сооружений запрещена.

### **2.1.2. Детальное (инструментальное) обследование**

Детальное обследование выполняется с целью уточнения исходных данных, необходимых для выполнения поверочных расчетов и оценки технического состояния конструкции.

Если у конструкции отсутствуют дефекты и повреждения, прогиб и ширина раскрытия трещин не превышают допустимые, размеры сечения и армирование отвечают проектным, прочность бетона и арматуры – не ниже проектных, то детальное обследование такой конструкции может не производиться, а поверочные расчеты допускается выполнять по результатам предварительного обследования и проектным данным.

При детальном обследовании конструкций определяют:

- прочность бетона;
- вид и прочностные свойства арматуры, степень коррозии арматуры, закладных деталей и сварных швов узловых соединений;
- геометрические размеры, армирование и толщину защитного слоя бетона;
- дефекты и повреждения;
- глубину нейтрализации бетона защитного слоя;
- ширину раскрытия трещин в бетоне;
- прогиб конструкции;



- фактические нагрузки и эксплуатационные воздействия;
- фактические расчетные схемы конструкций.

В процессе детального обследования конструкций отбираются образцы бетона и арматуры для проведения физико-механических и физико-химических исследований в лабораторных условиях. Места отбора проб определяют в наименее напряженных зонах, чтобы прочность конструкции была обеспечена с учетом ослабления, или предусматривают усиление в процессе отбора образцов приваркой к арматуре равнопрочных накладок и последующим обетонированием. В результате химического анализа устанавливают марку стали. При этом определяют содержание в стали углерода, марганца, кремния, серы и фосфора.

**Прочность бетона** может определяться как неразрушающими, так и разрушающими методами: методом пластической деформации и упругого отскока, ультразвуковым методом, методом отрыва со скалыванием, методом скалывания ребра конструкции, методом отрыва, испытанием выбуренных или выпиленных образцов.

Для уменьшения влияния недостатков каждого из методов на конечный результат рекомендуется сочетать методы упругого отскока, пластической деформации с методами местных разрушений (отрыва со скалыванием, скалывания ребра и т.п.), а также приборы различного принципа действия, например механические и акустические.

При определении прочности бетона ультразвуковым методом, методом пластической деформации или упругого отскока требуется обязательная привязка градуировочных зависимостей к испытаниям отобранных образцов или методам местных разрушений для конкретных групп или участков конструкций.

Фактическую прочность в зависимости от состояния бетона для группы однотипных конструкций, одной конструкции или отдельной ее зоны определяют из среднего значения  $f_{c,cube,m}$  (ускоренная оценка) или при достаточном количестве испытаний из среднего значения и коэффициента вариации прочности  $f_{c,cube}^G$  (статистическая оценка) конкретных испытаний бетона.

Объем испытания в соответствии с [37] принимают:

- при оценке прочности одной конструкции или отдельной зоны конструкции – не менее 3-х участков в расчетных сечениях или в зоне с пониженной прочностью конструкции;

– при оценке средней прочности группы однотипных конструкций – не менее 9-ти участков в расчетных сечениях конструкций;

– при оценке средней прочности и коэффициента вариации прочности бетона группы однотипных конструкций – не менее 30-ти участков, если в качестве единичного значения принимается прочность бетона участка, или 9 участков (по 3 участка на конструкцию), если в качестве единичного значения принимается средняя прочность бетона конструкции или ее зоны.

Поскольку градуировочные зависимости вышеназванных методов испытания привязаны к кубиковой прочности бетона, то результатом единичного испытания будет величина  $f_{c,cube,i}$ .

Среднее значение прочности бетона вычисляется как среднее арифметическое результатов конкретных испытаний бетона

$$f_{c,cube,m} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n f_{c,cube,i} \quad (2.3)$$

При ускоренной оценке прочности бетона, исходя из средней прочности, должно выполняться условие

$$\frac{f_{c,cube,(max)} - f_{c,cube,(min)}}{f_{c,cube,m}} \leq q, \quad (2.4)$$

где  $q = 0,23...0,45$  – коэффициент, учитывающий объем испытаний.

Если условие (2.4) не выполняется, рекомендуется увеличить количество испытаний или исключить из расчета максимальную прочность.

При достаточном для статистической оценки прочности бетона объеме испытаний, кроме среднего значения прочности вычисляется среднеквадратичное отклонение

$$\bar{S}_{fc} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (f_{c,cube,i} - f_{c,cube,m})^2} \quad (2.5)$$

Гарантированная прочность бетона на сжатие определяется по формуле

$$f_{c,cube}^G = f_{c,cube,m} - \beta \bar{S}_{fc}, \quad (2.6)$$

где  $\beta = 2,54...1,94$  – коэффициент, учитывающий число единиц прочности бетона.

Нормативное сопротивление бетона, соответствующее цилиндрической или призмной прочности, вычисляется с учетом переходного коэффициента  $k_p = 0,8$

$$f_{ck} = 0,8 f_{c,cube}^G \quad (2.7)$$

Тогда условный класс бетона по прочности на сжатие записывается следующим образом:

- для тяжелых и мелкозернистых –  $C' f_{ck} / f_{c,cube}^G$  ;
- для легких –  $LC' f_{ck} / f_{lc,cube}^G$  .

При этом условный класс бетона по прочности на сжатие может не совпадать с параметрическим рядом установленных классов бетона, например:  $C'^{11,2}/_{14}$ ,  $C'^{21,2}/_{26,5}$ ,  $LC'^{28}/_{35}$  и т.д.

**Наличие, количество и расположение арматуры, толщина защитного слоя** в железобетонных конструкциях определяются магнитным методом с помощью приборов типа ИЗС, «Ferroscaп», радиографическим методом с применением малогабаритных бетатронов ПМБ-6 и МИБ-4 или путем вскрытия.

**Глубину нейтрализации бетона защитного слоя** устанавливают путем его скалывания в заданном месте, смачивания свежееобразованной поверхности скола 0,1 %-ным спиртовым раствором фенолфталеина или тимолфталеина и измерением толщины бесцветного участка.

**Ширину раскрытия трещин** на уровне центра тяжести растянутой арматуры определяют не менее чем в трех местах по длине конструкции, включая место максимального раскрытия, с помощью переносных отсчетных микроскопов, измерительных луп.

Если не представляется возможным измерить раскрытие трещин на уровне сечения арматуры, допускается вычислить ее по формуле

$$w_k = \frac{w_k^{\max}}{0,67h} (0,67h - c), \quad (2.8)$$

где  $w_k^{\max}$  – ширина раскрытия трещины в месте максимального раскрытия;  $h$  – высота сечения элемента;  $c$  – толщина защитного слоя бетона.

**Геометрические размеры, прогибы конструкции, отклонения от проектного положения** определяются с использованием измерительного инструмента (рулетка, шаблон, штангенциркуль, прогибомер, нивелир, теодолит).

Площадь поперечного сечения арматуры конструкции определяют с учетом фактического уменьшения в результате коррозии. *Степень коррозии арматуры* характеризуется глубиной и площадью поражений (сплошная, пятнами). По характеру коррозия может быть:

- язвенной,
- питтинговой (скрытой),
- тонким налетом,
- слоистой.

Коэффициент ослабления арматуры коррозией вычисляют по формуле

$$K_s = \frac{d^2}{d_0^2}, \quad (2.9)$$

где  $d$  – средний, сохранившийся диаметр арматуры с заданной доверительной вероятностью (определяют по результатам замеров на наиболее прокорродированных участках;  $d_0$  – исходный диаметр арматуры).

Арматуру из высокопрочной проволоки в расчетах не учитывают при наличии язвенной или питтинговой коррозии, а также, если коррозия вызвана хлоридами.

Оценка состояния открытых закладных деталей выполняется визуально: определяют вид стыка и его параметры, фактическую длину и толщину сварного шва, их соответствие проекту.

**Нагрузки** от технологического оборудования устанавливают по имеющимся документам или взвешиванием с учетом фактической схемы их размещения и опирания на конструкции.

Нагрузка от собственного веса конструкций однородного участка пола, покрытия и т.п. площадью до 3000 м<sup>2</sup> устанавливается измерением их поперечного сечения в не менее 5 местах и взвешиванием не менее 5 отобранных проб, после чего вычисляют значение нагрузки на единицу площади. На каждые следующие 1000 м<sup>2</sup> площади производят дополнительное вскрытие. Для кровель с насыпным утеплителем дополнительно следует определять толщину утеплителя в ендовах и вблизи конька.

Нормативное значение постоянной нагрузки вычисляют по формуле

$$G_k = G_{km} \pm \frac{t}{\sqrt{n}} S_G, \quad (2.10)$$

где  $t$  – коэффициент Стьюдента, учитывающий объем испытаний и заданную доверительную вероятность,  $S_G$  – среднеквадратическое отклонение.

Знак «плюс» в формуле (2.10) принимается при неблагоприятном действии увеличения нагрузки, знак «минус» – при благоприятном.

Нормативное значение временных нагрузок  $Q_k$  определяется в соответствии [13] с учетом Изменений № 1 от 01.07.2004, касающихся снеговой нагрузки для территории Республики Беларусь.

Уточнение нагрузок от веса снега и давления ветра следует производить, если есть основания предполагать, что причиной выявленных при обследовании повреждений является увеличение этой нагрузки. В этом случае величину нормативной снеговой и ветровой нагрузки уточняют на основании данных статистической обработки результатов наблюдений ближайших к объекту метеостанций или для снеговой нагрузки, если обследование производится в зимнее время, путем взвешивания снега, собранного с  $1 \text{ м}^2$  площади покрытия. Если площадь покрытия не превышает  $3000 \text{ м}^2$  принимается не менее 5 мест. На каждые следующие  $1000 \text{ м}^2$  площади устанавливают дополнительное место взвешивания. Нормативное значение снеговой нагрузки может вычисляться по формуле (2.10).

Нормативные нагрузки, передаваемые кранами, транспортными средствами, определяют по данным паспортов на соответствующее оборудование, при отсутствии паспортов – путем взвешивания. При этом допускается учитывать фактическое размещение зон обслуживания кранов и транспортных средств.

При обследовании конструкций зданий и сооружений с источниками пылевыделения устанавливаются плотность, толщина и скорость накопления пыли на характерных участках покрытия или перекрытия. Если площадь участка покрытия или перекрытия не превышает  $200 \text{ м}^2$  плотность определяется по результатам взвешивания не менее 5 отобранных проб массой от 100 до 250 г. На каждые следующие  $100 \text{ м}^2$  площади участка устанавливается дополнительная проба. Толщину слоя пыли измеряют с помощью линейки при том же объеме измерений. Для определения скорости накопления пыли через некоторое время проводится повторный замер толщины ее слоя.

Расчетные значения нагрузок  $F_d(G_d, Q_d)$  определяют путем умножения их нормативного значения  $F_k(G_k, Q_k)$  на частный коэффициент безопасности  $\gamma_F(\gamma_G, \gamma_Q)$ . Частный коэффициент безопасности нагрузок бетонных и железобетонных конструкций определяется согласно [8], для других видов конструкций (металлических, каменных и армокаменных и др.) – согласно [13].

### 2.1.3. Натурные испытания

*Натурные испытания* пробной нагрузкой при обследовании производят для конструкций, расчетно-теоретические основы которых разработаны не достаточно, а также в случаях особо ответственных конструкций. Схему нагружения и величину нагрузки согласовывают с проектной организацией. Величина испытательной нагрузки, как правило, принимается в пределах расчетной. Нагрузку прикладывают этапами не более 20 % с выдержкой на каждом этапе 15 мин.

При испытании определяют прогиб и ширину раскрытия трещин, которые сопоставляют с нормируемыми значениями и значениями, полученными из расчета. В случаях, когда фактическая схема работы конструкции близка к расчетной схеме, принимают критерии, регламентируемые ГОСТ 8829-94 «Изделия строительные железобетонные и бетонные. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости».

Во время проведения испытаний необходимо принимать меры, обеспечивающие безопасность работ: при испытании под конструкцией не должны находиться люди, место испытаний должно быть огорожено, доступ посторонних лиц запрещен. При необходимости следует установить страховочные приспособления, предотвращающие обрушение испытываемых конструкций.

*Выполнение требований жесткости и трещиностойкости при соответствии фактического армирования и прочности бетона конструкции проектным требованиям свидетельствует о том, что удовлетворяются и требования прочности.*

Кроме испытаний конструкций в натурную величину может возникнуть необходимость в испытании модели конструкции, стыка арматуры и т.д.

## 2.2. Оценка износа зданий и сооружений

При технической инвентаризации, оценке их остаточной стоимости, а также планировании ремонта и реконструкции оценивают **износ** (физический и моральный) зданий и сооружений в соответствии с [7] по следующим показателям:

– техническое состояние и эксплуатационные характеристики конструкций и инженерных систем;

- соответствие объемно-планировочных решений и благоустройства требованиям действующих строительных норм;
- соответствие требованиям действующих норм степени инженерного обеспечения.

*Физический износ* конструкций оценивается по результатам общего или детального обследования по признакам износа, характеризующим степень снижения (в процентах) показателей эксплуатационных качеств, или выражается отношением стоимости объективно необходимых ремонтных работ, устраняющих их повреждения, к восстановительной стоимости.

Физический износ здания в целом определяется сложением степеней износа отдельных конструкций с учетом удельного веса их стоимости в общей восстановительной стоимости здания (сооружения).

Категория технического состояния здания в целом при технической инвентаризации в зависимости от величины его физического износа ориентировочно может быть определена по табл. 2.2.

Таблица 2.2

Физический износ здания, %	Категория технического состояния
До 10	I
10...30	II
31...50	III
51...70	IV
Более 70	V

В соответствии [7] с *моральный износ* оценивается отношением стоимости экономически целесообразных работ по приведению здания (сооружения) или отдельных его частей к требованиям действующих норм к восстановительной стоимости.

### Вопросы для самоконтроля

1. Назовите этапы работ по установлению фактического технического состояния строительных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений.
2. Какие работы входят в состав обследования?
3. Как классифицируются строительные конструкции в процессе предварительного обследования?
4. Назовите признаки, характеризующие *предаварийное* состояние железобетонных конструкций.
5. Приведите примеры дефектов и повреждений, *снижающих прочность, жесткость и долговечность* железобетонных конструкций.

6. Сколько категорий характеризуют возможное состояние железобетонных конструкций?

7. Изложите методику определения категории технического состояния для групп конструкций, участков здания или здания в целом по результатам общего обследования.

8. Каким образом оценивается физический и моральный износ эксплуатируемых зданий и сооружений?

9. В каких случаях допускается поверочные расчеты производить по результатам предварительного обследования и проектным данным?

10. Какие параметры железобетонных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений определяются при детальном обследовании?

11. Назовите методы для определения прочности бетона железобетонных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений.

12. Изложите методику определения прочности бетона конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений при ускоренной оценке; статистической оценке.

13. Назовите методы определения толщины защитного слоя и диаметра арматуры железобетонных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений.

14. Как определяются величины постоянных и временных нагрузок, действующих на конструкции эксплуатируемых зданий и сооружений?

15. В каких случаях оценка технического состояния конструкций производится по результатам натурных испытаний пробной нагрузкой?

## Тема 3. УСТАНОВЛЕНИЕ НЕОБХОДИМОСТИ УСИЛЕНИЯ, ПОВЕРОЧНЫЕ РАСЧЕТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

### 3.1. Поверочные расчеты железобетонных конструкций

Поверочные расчеты обследуемых конструкций производятся при изменении действующих нагрузок, объемно-планировочных решений и условий эксплуатации с целью *проверки их прочности и пригодности к нормальной эксплуатации в изменившихся условиях*, а в случае обнаружения дефектов и повреждений – с целью *установления фактического технического состояния* конструкций, отличающегося от проектного.

В первом случае поверочные расчеты допускается выполнять, исходя из проектных данных о геометрических размерах конструкций, классе (марке) бетона, классе арматуры, армировании и расчетной схеме конструкции. Если требования расчетов по проектным материалам не удовлетворяются либо отсутствуют проектные данные, а также в случае обнаружения дефектов и повреждений, – поверочные расчеты производятся по результатам детального обследования конструкций.



При выполнении поверочных расчетов обследуемых конструкций при обосновании могут учитываться разгружающее влияние примыкающих конструкций, распора, совместная работа перекрытия с конструкцией пола и т.д.

Усилия в статически неопределимых железобетонных конструкциях от действующих нагрузок определяют по методикам, учитывающим неупругие деформации бетона и арматуры, или в предположении их линейной упругости с учетом допускаемого перераспределения усилий. В случае превышения допускаемой величины перераспределения усилий необходимо выполнять проверку трещиностойкости сечений.

В результате поверочных расчетов устанавливают *вероятную схему разрушения конструкции*, исходя из которой производится выбор способа усиления.

***Поверочные расчеты обследуемых конструкций следует производить по ныне действующим нормам***, независимо от того, что конструкции могли быть запроектированы по ранее действовавшим нормам. Поверочные расчеты бетонных и железобетонных конструкций производят в соответствии с требованиями [8]. Конструкция считается пригодной к дальнейшей эксплуатации без усиления, если выполняются все требования [8] по первой и второй группам предельных состояний.

Расчет обследуемых конструкций по предельным состояниям второй группы допускается не выполнять, если прогибы и ширина раскрытия трещин меньше предельно допустимых, а новые нагрузки не превышают действующие на момент обследования.

При расчете должны быть проверены сечения конструкций, имеющих дефекты и повреждения, а также снижение прочности бетона на 30 % и более.

### **3.2. Определение расчетных характеристик материалов**

***Расчетное сопротивление бетона*** при сжатии для поверочных расчетов вычисляется путем деления на частный коэффициент безопасности нормативных значений, определенных по [8] в зависимости от класса бетона  $C$  ( $LC$ ) (если поверочные расчеты выполняются по проектным данным обследуемых конструкций, запроектированных по ныне действующим нормам с нормируемой характеристикой бетона на сжатие – классом бетона  $C$  ( $LC$ )) или условного класса бетона  $C'$  ( $LC'$ ) (если поверочные расчеты выполняются по проектным материалам обследуемых конструкций,apro-

ектированных по ранее действовавшим нормам с нормируемой характеристикой бетона на сжатие – классом бетона  $B$  (СНиП 2.03.01-84\*) и маркой бетона  $M$  (НиТУ 123-55, СНиП II-V.1-62\*, СНиП II-21-75), или по результатам определения фактической прочности бетона при обследовании, с использованием линейной интерполяции). Частные коэффициенты безопасности по бетону  $\gamma_c$  при расчете по первой группе предельных состояний равны: 1,8 – для неармированных (бетонных) конструкций; 1,5 – для конструкций из обычного или предварительно напряженного железобетона; 1,0 – при расчете по второй группе предельных состояний.

Значение условного класса бетона по прочности на сжатие при выполнении поверочных расчетов по проектным материалам, если в проекте обследуемой конструкции нормируемой характеристикой бетона на сжатие является его класс  $B$ , следует принимать равным  $C' \frac{f_{ck}}{f_{c,cube}^G}$ , где гаранти-

рованная кубиковая прочность бетона (после черты) совпадает со значением его класса  $B$ , а нормативное сопротивление (перед чертой) определяется по формуле (2.7).

Значение условного класса бетона по прочности на сжатие при выполнении поверочных расчетов по проектным материалам, если в проекте обследуемой конструкции нормируемой характеристикой бетона на сжатие является его марка  $M$  или по результатам обследования – при ускоренной оценке – фактическая прочность бетона  $f_{c,cube,m}$  в группе конструкций, конструкции или отдельной ее зоны, следует принимать равным  $C' \frac{f_{ck}}{f_{c,cube}^G}$ , где гарантированная кубиковая прочность бетона (после черты) равна:

- 80 %-ной кубиковой прочности бетона, соответствующей марке  $M$  по прочности на сжатие, или фактической прочности  $f_{c,cube,m}$  для тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов;

- 70 %-ной – для ячеистого бетона. При этом нормативное сопротивление (перед чертой) также определяется по формуле (2.7).

Для поверочных расчетов конструкций, запроектированных по ранее действовавшим нормам (НиТУ 123-55, СНиП II-V.1-62\*), учитывается повышающий поправочный коэффициент  $\delta = 1,05$ , характеризующий различие в марке, определенной по кубам с ребром 150 мм и 200 мм.

Деформационные характеристики бетона условного класса (начальный модуль упругости, предельные относительные деформации и др.) определяют по таблицам [8] с использованием линейной интерполяции.

При выполнении поверочных расчетов учитывают коэффициенты условий работы бетона в соответствии с действующими нормативными документами, а также влияние его дефектов и повреждений в сжатой зоне.

**Расчетные характеристики арматуры** для поверочных расчетов определяют:

- по [8] исходя из класса, установленного по проектным данным;
- по результатам испытаний вырезанных образцов (длиной не менее 400 мм);
- по результатам химического анализа;
- по ее профилю, при отсутствии проектных данных и невозможности отбора образцов для испытания.

При выполнении поверочных расчетов по проектным данным обследуемых конструкций, запроектированных по действующим нормам, или по данным испытаний вырезанных стержней (при количестве стержней одного диаметра менее 5) при соответствии предела текучести, временного сопротивления, относительного удлинения при разрыве браковочному минимуму, а также в некоторых случаях по результатам химического анализа, расчетные характеристики определяют по [8] в зависимости от класса арматуры (для ранее выпускавшейся арматуры А300(А-II)  $f_{yd} = 280$  МПа и напрягаемой арматуры А600(А-IV)  $f_{pd} = 500$  МПа).

При выполнении поверочных расчетов по проектным материалам обследуемых конструкций, запроектированных по ранее действовавшим нормам (НиТУ 123-55, СНиП II-В.1-62\*, СНиП II-21-75, СНиП 2.03.01-84\*) или по результатам испытаний образцов (5 и более штук) расчетное сопротивление арматуры определяется по формуле

$$f_{yd}(f_{0.2d}) = f_{yk}(f_{0.2k}) / \gamma_s, \quad (3.1)$$

где  $f_{yk}(f_{0.2k})$  – нормативное сопротивление арматуры, определяемое в соответствии с ниже приведенными требованиями;  $\gamma_s$  – коэффициент безопасности по арматуре, принимаемый равным для расчета по предельным состояниям первой группы:

- для ненапрягаемой стержневой (S240, S400, S500), а также ранее выпускавшейся ненапрягаемой арматуры А300(А-II) – 1,15;
- для ненапрягаемой проволочной (S500) и напрягаемой стержневой (S800, S1000, S1200), напрягаемой проволочной арматуры и арматурных канатов (S1400), а также ранее выпускавшейся напрягаемой арматуры А600(А-IV), А1000(А-VI) – 1,25.

При расчете по предельным состояниям второй группы  $\gamma_s = 1,0$ .

**Нормативное сопротивление арматуры** растяжению при поверочных расчетах по проектным материалам определяется по [8] в зависимости от класса арматуры.

**Нормативное сопротивление арматуры** при поверочных расчетах по результатам испытаний на растяжение в количестве вырезанных образцов одного диаметра 5 и более принимается равным средним значениям предела текучести (условного предела текучести), полученным при испытании и деленным на коэффициент  $\gamma_{sm}$ :

- 1,1 – для ненапрягаемой арматуры (S240, S400, S500), а также ранее выпускавшейся напрягаемой арматуры A600(A-IV);
- 1,2 – для ненапрягаемой проволочной (S500) и напрягаемой арматуры (S800, S1200, S1400).

При достаточном для статистической оценки прочности арматуры объеме испытаний (количество вырезанных образцов 9 и более) *нормативное сопротивление арматуры* может определяться по формуле (2.6).

**Расчетные сопротивления арматуры растяжению** при отсутствии проектных данных и невозможности отбора образцов допускается назначать в зависимости от профиля арматуры:

- для гладкой арматуры  $f_{yd} = 155$  МПа ;
- для арматуры периодического профиля, имеющего выступы:
  - с одинаковым заходом на обеих сторонах профиля («винт»)  
 $f_{yd} = 245$  МПа ;
  - с одной стороны правый заход, а с другой левый («елочка»)  
 $f_{yd} = 295$  МПа ;
- для арматуры серповидного профиля  $f_{yd} = 315$  МПа .

**Расчетные предельные напряжения сжатия**  $\sigma_{s, cu}$  принимаются равными расчетным сопротивлениям арматуры растяжению  $f_{yd}$ , но не более значения 500 МПа (при расчете по альтернативной модели).

**Расчетные сопротивления поперечной арматуры**  $f_{ywd}$  снижаются по сравнению с  $f_{yd}$  путем умножения на коэффициенты условий работы:  $\gamma_{s1} = 0,8$  – для учета неравномерности распределения напряжений по длине;  $\gamma_{s2} = 0,9$  – для учета возможности хрупкого разрушения стержневой арматуры диаметром менее 1/3 диаметра продольных стержней в сварных каркасах.

### 3.3. Учет дефектов и повреждений

При *местном разрушении бетона сжатой зоны* конструкции поперечный расчет производится при фактических геометрических размерах поперечного сечения за вычетом разрушенного участка.

При *наличии силовых продольных трещин в месте сопряжения* полки и ребра изгибаемых элементов таврового поперечного сечения площадь сечения свесов полки в расчете не учитывается.

При *наличии продольных трещин в зоне анкеровки* рабочей арматуры к расчетному сопротивлению арматуры вводится понижающий коэффициент, равный: 0,5 – для средних стержней рядов арматуры; 0,25 – для угловых.

При *местном снижении прочности бетона сжатой зоны*, когда в ней расположен бетон разного класса, поперечный расчет (по альтернативной модели) железобетонного элемента производится по приведенному расчетному сопротивлению бетона

$$f_{cd,red} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{cdi} S_{ci}}{\sum_{i=1}^n S_{ci}}, \quad (3.2)$$

где  $f_{cdi}$  – расчетное сопротивление бетона на  $i$ -том участке сжатой зоны;  $S_{ci}$  – статический момент  $i$ -того участка относительно оси, проходящей через центр тяжести растянутой или менее сжатой арматуры.

Если в результате расчета окажется, что сжатая зона находится только на участке бетона одного класса, то в расчетах вместо  $f_{cd,red}$  следует принимать расчетное сопротивление бетона этого участка  $f_{cdi}$  и уточнить высоту сжатой зоны бетона.

При *повреждении арматуры коррозией, обрыве* части стержней арматуры поперечный расчет производится с учетом фактического уменьшения сечения или отсутствия части арматуры железобетонного элемента.

В случае *повреждения поперечной арматуры* (или мест ее сварки), закрепляющей продольные сжатые стержни от их бокового выпучивания в любом направлении, и увеличении расстояния между хомутами более допустимого по [8] продольные сжатые стержни в расчете не учитываются.

При *нарушении анкеровки* (сварки, охвата продольной арматуры) поперечной арматуры, предусмотренной для восприятия поперечных сил, по концам к расчетному сопротивлению поперечной арматуры вводится понижающий коэффициент, вычисляемый по формуле

$$\gamma_{s3} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left( \frac{l_{x,i}}{l_{bd,i}} \right), \quad (3.3)$$

где  $l_{x,i}$  – меньшее из расстояний от начала зоны анкеровки  $i$ -того поперечного стержня до места пересечения его расчетным наклонным сечением;  $l_{bd,i}$  – требуемая длина зоны анкеровки  $i$ -того поперечного стержня;  $n$  – количество поперечных стержней по длине расчетного сечения.

### 3.4. Алгоритм оценки технического состояния железобетонных конструкций

В результате поверочных расчетов железобетонных конструкций в соответствии с алгоритмом, представленным на рис. 3.1, категория технического состояния конструкции уточняется.

Ремонтно-восстановительные работы планируются исходя из категории состояния.

Так, **I** категория состояния свидетельствует об отсутствии необходимости выполнения ремонтно-восстановительных работ. Малозначительные дефекты устраняются в процессе технического обслуживания.

**II** категория – дефекты и повреждения устраняются, конструкции покрываются защитными составами в процессе технического обслуживания и текущего ремонта.

**III** категория – необходимо восстановление защитных свойств бетона по отношению к арматуре (штукатурка сколов, инъецирование трещин, окраска и т.д.) в процессе ремонта.

**IV** категория – необходимо ограничение нагрузок, капитальный ремонт, усиление или замена конструкций при отсутствии угрозы безопасности работающих.

**V** категория – необходимо вывести людей из опасной зоны, выполнить противоаварийные мероприятия (разгрузка, временные крепления и т.д.) до проведения работ по усилению или замене конструкций.

Для железобетонных конструкций с разработанными расчетно-теоретическими основами или испытанных до разрушения критерием аварийности является коэффициент  $K$ , равный отношению усилий, соответствующих прочности с учетом фактического состояния конструкции, определяемых расчетом по средним значениям прочности бетона ( $f_{cm}$ ,  $f_{ctm}$ ) и арматуры ( $f_{yR} = 1,1f_{yk}$ ,  $f_{pR} = 1,0f_{yk}$  или  $f_{yR} = f_{ym}$ ) или испытанием, к усилиям от фактически действующих нагрузок.

Значение коэффициента  $K$ , меньшее, чем  $C$ , свидетельствует о предаварийном состоянии конструкций (**V** категория состояния).

$C = 1,3$  – при внезапной, *хрупкой* схеме разрушения конструкции по сжатой зоне в нормальном сечении, в зоне среза при действии поперечной силы или по анкеровке арматуры, по пространственному сечению от действия крутящего момента и поперечной силы, при продавливании;

$C = 1,15$  – при *пластичном* разрушении от текучести арматуры в нормальном сечении, по пространственному сечению от действия крутящего и изгибающего моментов.

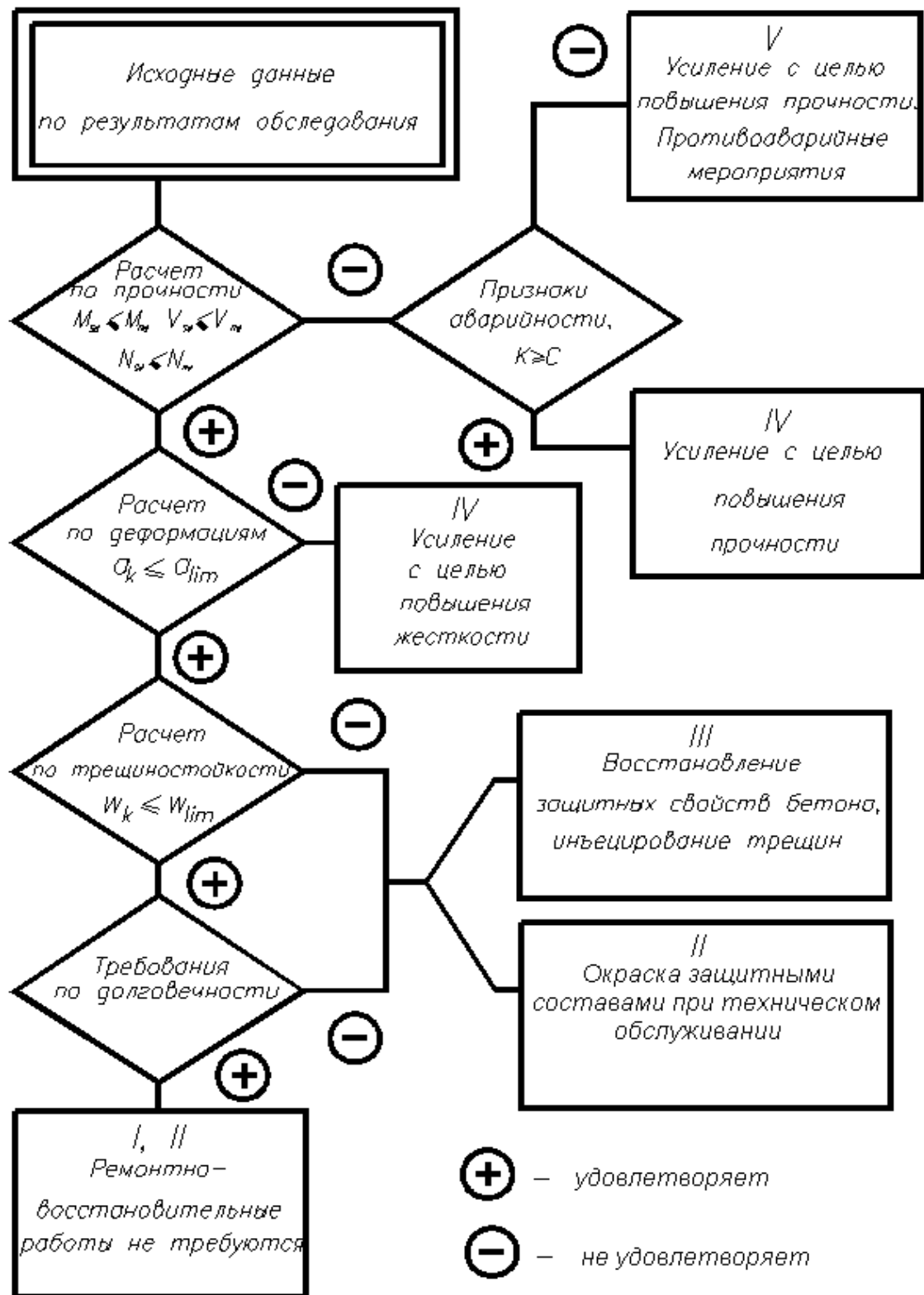


Рис. 3.1. Алгоритм оценки технического состояния железобетонных конструкций

## Вопросы для самоконтроля

1. По каким нормативным документам производятся поверочные расчеты строительных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений, запроектированных по ранее действовавшим нормам?
2. Как определяются расчетные характеристики бетона железобетонных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений?
3. Как определяются расчетные характеристики арматуры железобетонных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений?
4. Как в поверочных расчетах железобетонных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений учитывается наличие продольных трещин в зоне анкеровки арматуры?
5. Как в поверочных расчетах железобетонных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений учитывается местное снижение прочности бетона сжатой зоны?
6. Изложите алгоритм выполнения поверочных расчетов железобетонных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений с целью уточнения их категории состояния.
7. Какие виды ремонтно-восстановительных работ производятся в зависимости от категории состояния железобетонных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений?
8. Как расчетным путем устанавливается предаварийное состояние железобетонных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений?

## Тема 4. ПОВЕРОЧНЫЕ РАСЧЕТЫ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ОСНОВЕ ДЕФОРМАЦИОННОЙ МОДЕЛИ

### 4.1. Общие положения

В соответствии с [8] расчет прочности бетонных и железобетонных элементов производится на основе деформационной модели из общего условия метода предельных состояний

$$S_d \leq R_d, \quad (4.1)$$

где  $S_d$  – внутреннее усилие, вызванное расчетным воздействием в рассматриваемом сечении конструкции;  $R_d$  – предельное усилие, которое способна воспринять конструкция, и определяемое в общем случае:

- *при нелинейных расчетах конструкций*

$$R_d = \frac{R}{\gamma_R} (f_{cm}, f_{yR}, f_{pR}, \dots, a_d), \quad (4.2)$$

где  $f_{cm}$  – прочность бетона, которую следует принимать по [8, табл. 6.1] исходя из класса бетона (условного класса бетона) или по результатам ис-



пытания бетона;  $f_{yR}, f_{pR}$  – прочность арматуры (обычной и предварительно напряженной);  $a_d$  – геометрические размеры сечения;  $\gamma_R$  – коэффициент, который следует принимать равным 1,35.

▪ **при линейно-упругом расчете конструкций или нелинейном, пластическом расчетах сечений**

$$R_d = R \left( \frac{\alpha \cdot f_{ck}}{\gamma_c}, \frac{f_{yk}}{\gamma_s}, \frac{0,9 \cdot f_{pk}}{\gamma_s}, \dots, a_d \right). \quad (4.3)$$

Метод расчета железобетонных элементов на основе *деформационной модели* с использованием диаграмм «напряжение-деформация» для бетона и арматуры позволяет производить проверочные расчеты конструкций с произвольной формой поперечного сечения из тяжелых и легких бетонов с различными физико-механическими характеристиками бетона по сечению элемента и произвольным расположением арматуры любых классов.

Согласно принятой деформационной модели сечение железобетонного элемента рассматривается как совокупность элементарных площадок, в пределах которых напряжения считаются равномерно распределенными, а относительные деформации по высоте сечения элемента связаны гипотезой плоских сечений.

При расчете сечений простой формы с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой граней конструкции, и усилиями, действующими в плоскости симметрии, допускается применять *альтернативную модель* с прямоугольной эпюрой распределения напряжений в пределах эффективной высоты сжатой зоны сечения.

## 4.2. Диаграммы деформирования бетона

При выполнении *нелинейных расчетов конструкций* в качестве полной *диаграммы бетона*, устанавливающей зависимость между напряжениями и деформациями, принимается диаграмма состояния бетона с ниспадающей ветвью, рекомендованная Европейским комитетом по бетону (ЕКБ-ФИП) (рис. 4.1):

$$\sigma_c = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} f_{cm}; \quad \sigma_{ct} = \frac{k_t\eta_t - \eta_t^2}{1 + (k_t - 2)\eta_t} f_{ctm}, \quad (4.4)$$

где  $k = \frac{1,1E_{cm,n}|\epsilon_{c1}|}{f_{cm}}; \quad \eta = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}}; \quad k_t = \frac{E_{cm,n}\epsilon_{ctm1}}{f_{ctm}}; \quad \eta_t = \frac{\epsilon_{ct}}{\epsilon_{ct1}}.$

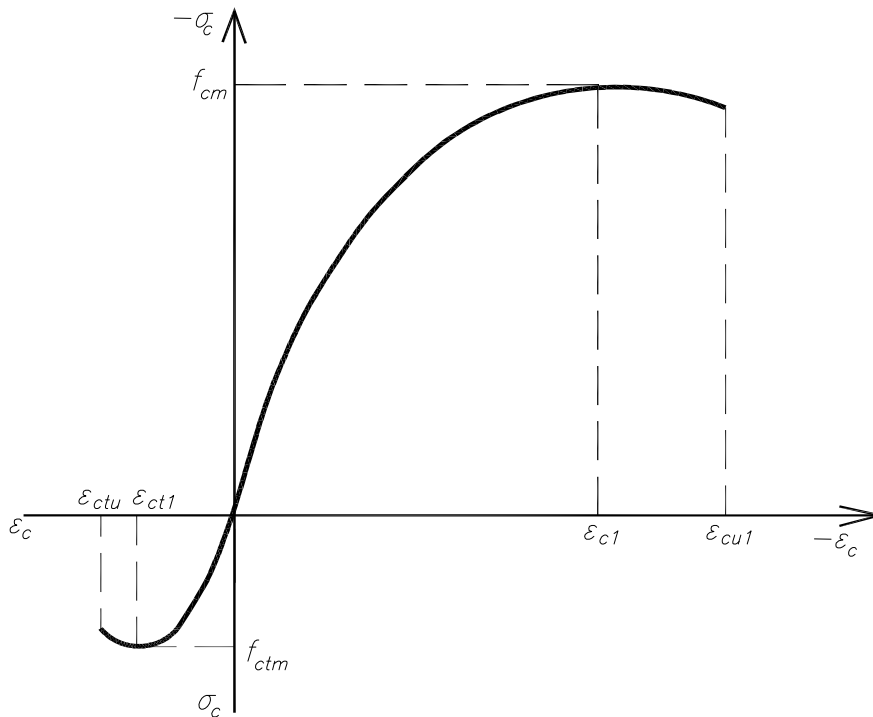


Рис. 4.1. Диаграмма состояния бетона при нелинейных расчетах конструкций

Начальный модуль деформаций для тяжелого и мелкозернистого бетонов (МПа) вычисляется по формуле

$$E_{cm,n} = 22 \cdot \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \cdot 10^3. \quad (4.5)$$

Предельные деформации бетона при сжатии принимаются по [8] в зависимости от класса бетона в пределах  $\epsilon_{cu1} = (-3,5 \dots -2,8) \cdot 10^{-3}$ , при растяжении  $-\epsilon_{ctu} = 2f_{ctm}/E_{cm,n}$ .

Основные базовые точки в вершинах диаграммы имеют ординаты, соответствующие средней прочности бетона при осевом однородном сжатии  $f_{cm}$  или растяжении  $f_{ctm}$ , и соответствующие им деформации

$$\epsilon_{c1} = (-1,7 \dots -2,8) \cdot 10^{-3} \quad \text{или} \quad \epsilon_{ct1} = 1,5 f_{ctm}/E_{cm,n}.$$

Для обследуемых конструкций, подвергающихся специфическим воздействиям, когда изменяются исходные физико-механические свойства бетона, нелинейную диаграмму его состояния следует трансформировать с учетом опытных данных и коэффициентов условий работы.

При выполнении **линейно-упругих расчетов конструкций или нелинейного, пластического расчета сечений** допускается работу бетона на растяжение не учитывать, а при сжатии применять параболически линей-

ную диаграмму (рис. 4.2, а), для которой взаимосвязь между напряжениями и деформациями описывается следующими зависимостями:

$$\sigma_c = \alpha f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \text{ при } 0 \leq |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{c2}|, \quad (4.6)$$

$$\sigma_c = \alpha f_{cd} \text{ при } |\varepsilon_{c2}| \leq |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{cu2}|, \quad (4.7)$$

где  $n$  – показатель степени, принимаемый по [8], ( $n = 2 \dots 1,4$ );  $\varepsilon_{c2}$  – относительные деформации, соответствующие максимальным напряжениям на диаграмме;  $f_{cd}$  – расчетное сопротивление бетона;  $\alpha$  – коэффициент, учитывающий длительное действие нагрузки.

При выполнении расчетов прочности сечений может быть использована также эквивалентная упрощенная билинейная диаграмма деформирования бетона при сжатии (рис. 4.2, б) с относительными деформациями, соответствующими максимальным напряжениям на диаграмме  $\varepsilon_{c3}$ .

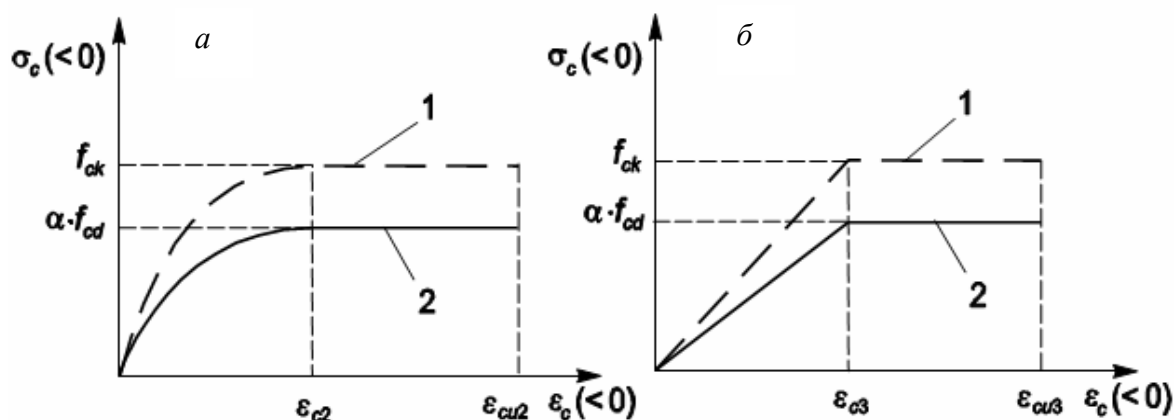


Рис. 4.2. Диаграммы деформирования для бетона при сжатии, применяемые при расчете прочности сечений: а – параболически-линейная; б – упрощенная билинейная; 1 – нормативная диаграмма; 2 – расчетная диаграмма

Величина предельных относительных деформаций сжатого бетона  $\varepsilon_{cu2}$  ( $\varepsilon_{cu3}$ ) принимается по [8]. При этом предельные относительные деформации сжатого бетона не должны превышать:

- а) для центрально-сжатых сечений – значений  $\varepsilon_{cu2}$  ( $\varepsilon_{cu3}$ );
- б) для внецентренно сжатых сечений (с двузначной эпюрой относительных деформаций) –  $\varepsilon_{cu2}$  ( $\varepsilon_{cu3}$ ).

Во всех промежуточных ситуациях принято такое распределение относительных деформаций по высоте, когда на расстоянии, равном

$\left(1 - \frac{\epsilon_{c2}}{\epsilon_{cu2}}\right)h$  или  $\left(1 - \frac{\epsilon_{c3}}{\epsilon_{cu3}}\right)h$  от наиболее сжатой грани сечения, значения относительных деформаций не должны превышать  $\epsilon_{cu2}$  ( $\epsilon_{cu3}$ ).

Переход от диаграмм для расчета прочности сечений к расчетным диаграммам, используемым в расчетах деформаций и трещиностойкости, производится заменой расчетных сопротивлений нормативными. При этом расчетные значения деформационных параметров базовых точек диаграмм бетона остаются неизменными.

### 4.3. Диаграммы деформирования арматуры

В качестве *диаграммы деформирования арматуры*, имеющей физический предел текучести, принимается билинейная диаграмма Прандтля с основной и дополнительной базовыми точками (рис. 4.3, а), для арматуры с условным пределом текучести – диаграмма, состоящая из двух прямолинейных отрезков с двумя базовыми точками (рис. 4.3, б). Форма и основные параметрические точки диаграмм деформирования арматуры при растяжении и сжатии принимаются одинаковыми.

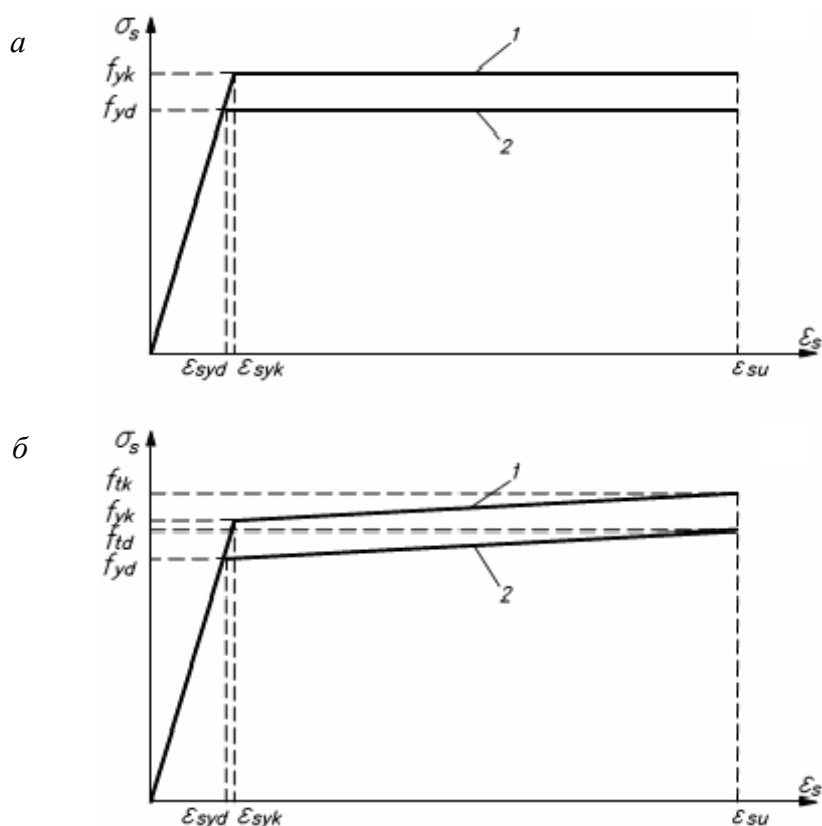


Рис. 4.3. Нормативная (1) и расчетная (2) диаграммы деформирования арматуры: а – с физическим пределом текучести; б – с условным пределом текучести

При выполнении *линейно-упругих расчетов конструкций или нелинейного, пластического расчета сечений* основная базовая точка диаграммы состояния арматуры имеет координаты, равные принятому в [8] нормативному сопротивлению арматуры растяжению  $f_{yk} (f_{0.2k})$  и соответствующие ему деформации  $\epsilon_{sy}$ :

- для арматуры с физическим пределом текучести

$$\epsilon_{sy} = f_{yk} / E_{sm}; \quad (4.8)$$

- для арматуры с условным пределом текучести

$$\epsilon_{sy} = f_{0.2k} / E_{sm} + 0,002. \quad (4.9)$$

Параметры дополнительной базовой точки диаграммы деформирования арматуры вычисляются по формуле  $f_{ik} = kf_{0.2k}$ , где  $k$  принимается равным:

- 1,05 – для стержневой арматуры класса S500;
- 1,1 – для арматуры класса S800, S1200, S1400.

Расчетные значения прочностных параметров диаграммы состояния арматуры определяют с учетом частного коэффициента безопасности по арматуре  $\gamma_s$ , равного:

- 1,1 – для стержневой ненапрягаемой S240, S400, S500;
- 1,2 – для проволочной ненапрягаемой S500 и напрягаемой S800, S1200, S1400.

Величину предельных относительных деформаций растянутой арматуры следует принимать равной  $\epsilon_{su} = \epsilon_{sR} \leq 0,01$ , где  $\epsilon_{sR}$  – предельная относительная деформация растянутой арматуры, установленная экспериментально или в соответствии со стандартами.

Начальный модуль деформаций для горячекатаной, термомеханически упрочненной и холоднодеформированной арматуры принимается равным  $2 \cdot 10^5$  МПа, для арматурных канатов –  $1,9 \cdot 10^5$  МПа или по результатам испытаний.

Расчетные значения деформационных параметров диаграмм состояния арматуры определяются по расчетным значениям прочностных параметров.

*При нелинейных расчетах конструкций* основная базовая точка диаграммы состояния арматуры имеет координаты, равные  $f_{yR} = 1,1f_{yk}$ ,  $f_{pR} = 1,0f_{pk}$  или  $f_{yR} = f_{ym}$  (при выполнении поверочных расчетов по результатам испытаний стержней арматуры) и соответствующие им относительные деформации.

#### 4.4. Расчет прочности железобетонных элементов по сечению, нормальному к продольной оси

Расчет прочности железобетонных элементов по сечению, нормальному к продольной оси, производится из условий равновесия, гипотезы плоских сечений и диаграмм состояния бетона и арматуры (рис. 4.4).

Для изгибаемых элементов

$$\begin{cases} \sum \sigma_{cn} A_{cn} (y_0 - y_n) + \sum \sigma_{sk} A_{sk} (y_0 - y_k) - M_y = 0 \\ \sum_n \sigma_{cn} A_{cn} + \sum_k \sigma_{sk} A_{sk} = 0 \\ \varepsilon_{cn} = \frac{1}{r} (y_0 - y_n) & \varepsilon_{sk} = \frac{1}{r} (y_0 - y_k) \\ \sigma_{cn} = f(\varepsilon_{cn}) & \sigma_{sk} = f(\varepsilon_{sk}). \end{cases} \quad (4.10)$$

Для внецентренно сжатых и внецентренно растянутых

$$\begin{cases} \sum_n \sigma_{cn} A_{cn} (y_0 - y_n) + \sum_k \sigma_{sk} A_{sk} (y_0 - y_k) + N_{sd} e_N = 0 \\ \sum_n \sigma_{cn} A_{cn} + \sum_k \sigma_{sk} A_{sk} + N_{sd} = 0 \\ \varepsilon_{cn(sk)} = \frac{1}{r} (y_0 - y_{n(k)}) + \frac{N_{sd}}{\sum_n E'_{cn} A_{cn} + \sum_k E'_{sk} A_{sk}} \\ \sigma_{cn} = f(\varepsilon_{cn}) & \sigma_{sk} = f(\varepsilon_{sk}) \end{cases} \quad (4.11)$$

**Алгоритм определения прочности** железобетонных элементов по сечению, нормальному к продольной оси, предусматривает шаговый метод последовательных нагружений, на каждом этапе которого реализован итерационный процесс вычисления относительных деформаций в элементарных площадках.

При заданном усилии от внешней нагрузки первоначально вычисляется положение центра тяжести сечения элемента в предположении упругой работы бетона и арматуры  $E'_{cn} = E_{cm}$  и  $E'_{sk} = E_{sm}$ :

$$y_0 = \left( \sum_n E'_{cn} A_{cn} y_n + \sum_k E'_{sk} A_{sk} y_k \right) / \left( \sum_n E'_{cn} A_{cn} + \sum_k E'_{sk} A_{sk} \right), \quad (4.12)$$

где  $E'_{cn}$  и  $E'_{sk}$  – секущие модули деформации элементарной площадки соответственно бетона и арматуры;  $y_n$  и  $y_k$  – расстояния от выбранной

оси элемента до центра тяжести элементарной площадки бетона и арматуры;  $A_{cn}$  и  $A_{sk}$  – площади сечения элементарной площадки бетона и арматуры;  $n$  и  $k$  – количество элементарных площадок бетона и арматуры.

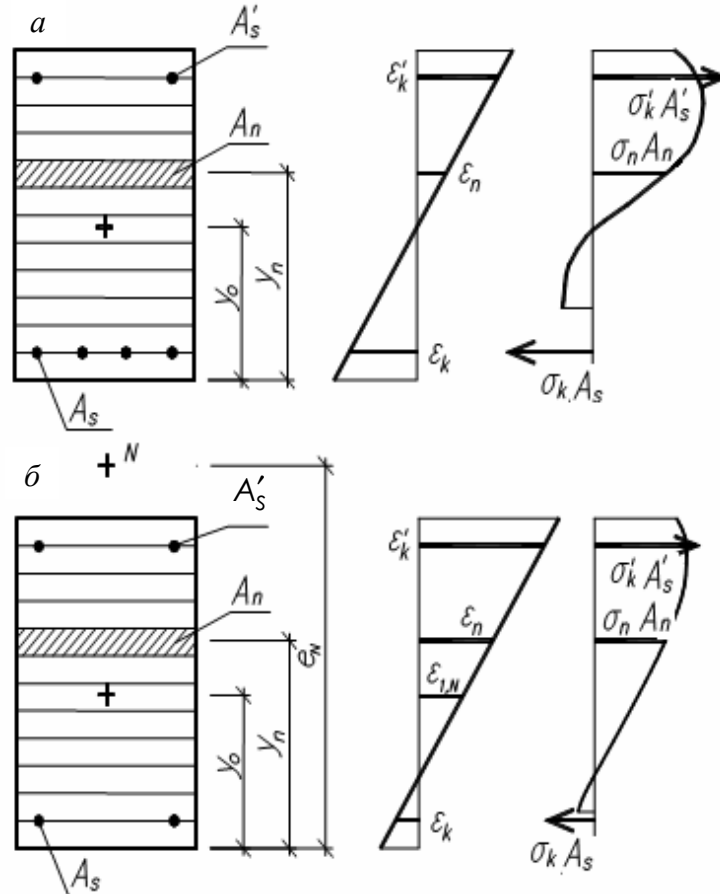


Рис. 4.4. Расчетное поперечное сечение и распределение деформаций и напряжений:  $a$  – изгибаемого железобетонного элемента;  $b$  – внецентренно сжатого

При заданном положении нейтральной линии определяется кривизна изгибаемого железобетонного элемента

$$\frac{1}{r} = M_y / \left( \sum_n E'_{cn} A_{cn} (y_0 - y_n)^2 + \sum_k E'_{sk} A_{sk} (y_0 - y_k)^2 \right). \quad (4.13)$$

На основе гипотезы плоских сечений относительные деформации элементарной площадки бетона и арматуры:

$$\epsilon_{cn} = \frac{1}{r} (y_0 - y_n), \quad \epsilon_{sk} = \frac{1}{r} (y_0 - y_k); \quad (4.14)$$

секундные модули деформаций бетона и арматуры:

$$E'_{cn} = \frac{\sigma_{cn}}{\epsilon_{cn}}, \quad E'_{sk} = \frac{\sigma_{sk}}{\epsilon_{sk}}. \quad (4.15)$$

Если деформации растяжения в бетоне элементарной площадки превышают предельные значения, это свидетельствует об образовании трещины в этой площадке. В дальнейших расчетах осевая жесткость этой элементарной площадки принимается равной нулю, то есть  $E'_{cn}A_{cn} = 0$ .

Найденные секущие модули деформаций вводятся в расчет в новом расчетном цикле. Критерием окончания процесса последовательных приближений является сравнение общих деформационных параметров на смежных этапах.

После окончания итерационного процесса при заданном усилии от внешней нагрузки производится увеличение усилия на одну ступень и расчет повторяется. *Максимальное усилие от внешней нагрузки, при котором относительные деформации в бетоне или арматуре достигают предельных значений, соответствуют прочности железобетонного элемента.*

Для внецентренно нагруженных железобетонных элементов алгоритм оценки прочности аналогичный изгибаемым элементам. Относительные деформации элементарной площадки согласно гипотезе плоских сечений определяются по формуле

$$\epsilon_{n(k)} = \frac{N_{sd}(e_N - y_0)(y_0 - y_{n(k)})}{\sum_n E'_{cn}A_{cn}(y_0 - y_n)^2 + \sum_k E'_{sk}A_{sk}(y_0 - y_k)^2} + \frac{N_{sd}}{\sum_n E'_{cn}A_{cn} + \sum_k E'_{sk}A_{sk}}, \quad (4.16)$$

где  $N$  – продольная сила (растягивающая сила принимается со знаком «плюс», сжимающая – «минус»);  $e_N$  – расстояние от места приложения силы до выбранной оси.

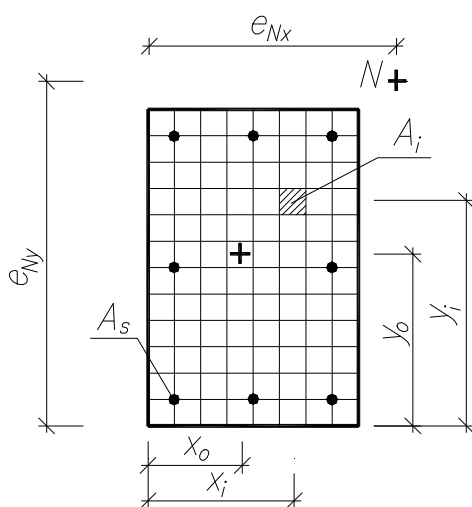


Рис. 4.5. Расчетное поперечное сечение кососжатого железобетонного элемента

Для косоугольного изгиба и косоугольного внецентренного сжатия расчет прочности производится аналогично относительно двух взаимно перпендикулярных осей (рис. 4.5).

Для сокращения записи под  $i$ -той элементарной площадкой из  $n$ -ного их количества принимается элементарная площадка бетона или арматуры.



Уравнения напряженно-деформированного состояния для сечения, нормального к продольной оси элемента, имеют вид:

- для косоизгибаемых элементов

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{i=1}^n \sigma_i A_i (y_0 - y_i) - M_y = 0 \\ \sum_{i=1}^n \sigma_i A_i (x_0 - x_i) - M_x = 0 \\ \sum_{i=1}^n \sigma_i A_i = 0 \\ \varepsilon_i = \left( \frac{1}{r} \right)_y (y_0 - y_i) + \left( \frac{1}{r} \right)_x (x_0 - x_i) \\ \sigma_i = f(\varepsilon_i); \end{array} \right. \quad (4.17)$$

- для кососжатых элементов

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{i=1}^n \sigma_i A_i (y_0 - y_i) - N_{Sd} (y_0 - e_{Ny}) = 0 \\ \sum_{i=1}^n \sigma_i A_i (x_0 - x_i) - N_{Sd} (x_0 - e_{Nx}) = 0 \\ \sum_{i=1}^n \sigma_i A_i - N_{Sd} = 0 \\ \varepsilon_i = \left( \frac{1}{r} \right)_y (y_0 - y_i) + \left( \frac{1}{r} \right)_x (x_0 - x_i) + \frac{N_{Sd}}{\sum_{i=1}^n E'_i A_i} \\ \sigma_i = f(\varepsilon_i). \end{array} \right. \quad (4.18)$$

Относительные деформации  $i$ -той элементарной площадки бетона или арматуры согласно гипотезе плоских сечений определяются по формулам:

- для косоизгибаемых элементов

$$\varepsilon_i = \frac{M_y (y_0 - y_i)}{\sum_{i=1}^n E'_i A_i (y_0 - y_i)^2} + \frac{M_x (x_0 - x_i)}{\sum_{i=1}^n E'_i A_i (x_0 - x_i)^2}; \quad (4.19)$$

- для кососжатых элементов

$$\varepsilon_i = \frac{N_{Sd} (e_{Ny} - y_0) (y_0 - y_i)}{\sum_{i=1}^n E'_i A_i (y_0 - y_i)^2} + \frac{N_{Sd} (e_{Nx} - x_0) (x_0 - x_i)}{\sum_{i=1}^n E'_i A_i (x_0 - x_i)^2} + \frac{N_{Sd}}{\sum_{i=1}^n E'_i A_i}, \quad (4.20)$$

где  $M_y$  и  $M_x$  – составляющие изгибающего момента соответственно в плоскости оси  $y$  и  $x$ ;  $e_{Ny}$  и  $e_{Nx}$  – расстояние от места приложения про-

дольного усилия до принятых осей,  $y_0$  и  $x_0$  – расстояние от центра тяжести сечения до принятых осей.

Поверочные расчеты железобетонного элемента по сечению, нормальному к продольной оси, на аварийность (установление категории состояния V или IV) производятся для усилий от фактически действующих нагрузок по диаграммам деформирования для нелинейных расчетов конструкций при средних значениях прочностных характеристик бетона и арматуры.

#### 4.5. Расчет раскрытия трещин

Поверочные расчеты *по раскрытию трещин*, нормальных к продольной оси железобетонного элемента, следует производить из условия

$$w_k \leq w_{lim}, \quad (4.21)$$

где  $w_k$  – расчетная ширина раскрытия трещин;  $w_{lim}$  – предельно допустимая ширина раскрытия трещин.

Расчетная ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, равна

$$w_k = \beta \cdot s_{rm} \cdot \epsilon_{sm}, \quad (4.22)$$

где  $s_{rm}$  – среднее расстояние между трещинами;  $\epsilon_{sm}$  – средние деформации арматуры, определяемые при соответствующей комбинации нагрузок;  $\beta$  – коэффициент, учитывающий отношение расчетной ширины раскрытия трещин к средней.

Значение средней деформации растянутой арматуры  $\epsilon_{sm}$  следует определять по формуле

$$\epsilon_{sm} = \epsilon_s \cdot \psi_s, \quad (4.23)$$

где  $\epsilon_s$  – деформация растянутой арматуры в сечении с трещиной, определяемая в общем случае из решения расчетной системы уравнений деформационной модели;  $\psi_s$  – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций растянутой арматуры на участках между трещинами.

Среднее расстояние между нормальными трещинами в изгибаемых и растянутых элементах (в мм) равно

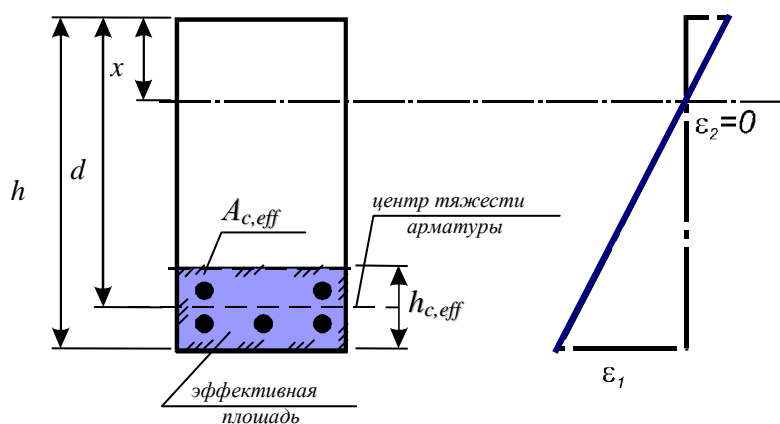
$$s_{rm} = 50 + 0,25 \cdot k_1 \cdot k_2 \frac{\emptyset}{\rho_{eff}}, \quad (4.24)$$

где  $\emptyset$  – диаметр стержня (в мм) (при использовании в одном сечении стержней разных диаметров допускается принимать их средний диаметр);

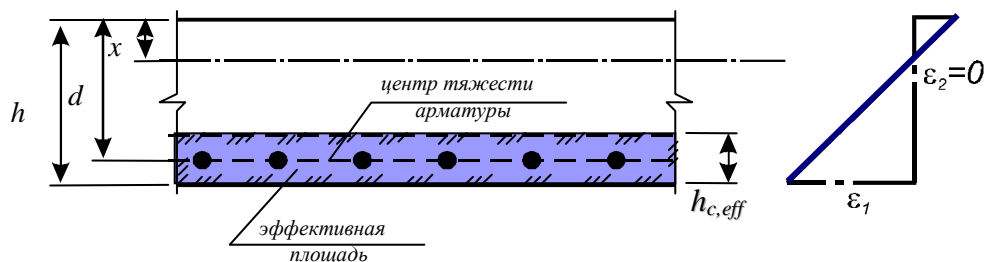
$k_1$  – коэффициент, учитывающий условия сцепления арматуры с бетоном;  
 $k_2$  – коэффициент, учитывающий вид напряженно-деформированного состояния элемента;  $\rho_{eff}$  – эффективный коэффициент армирования, равный отношению значения площади сечения арматуры  $A_s$ , заключенной внутри эффективной площади растянутой зоны сечения  $A_{c,eff}$ , к значению этой площади (рис. 4.6):

$$\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}. \quad (4.25)$$

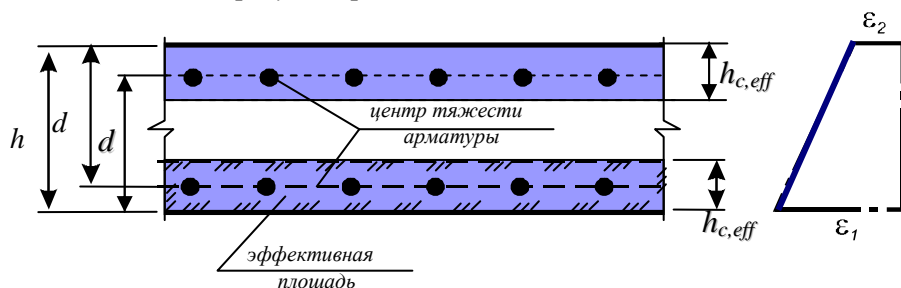
а) балки



б) плиты



в) элементы, подвергнутые растяжению



$h_{c,eff}$  – меньшее из значений  $2,5(h - d)$ ,  $(h - x)/3$ ,  $h/2$

Рис. 4.6. К определению эффективной площади растянутой зоны сечения

## 4.6. Расчет по деформациям

Поверочный расчет железобетонных конструкций *по деформациям* следует производить из условия

$$a_k \leq a_{\text{lim}}, \quad (4.26)$$

где  $a_k$  – прогиб (перемещение) железобетонной конструкции от действия внешней нагрузки;  $a_{\text{lim}}$  – предельно допустимый прогиб (перемещение).

Вычисление прогибов (перемещений) железобетонных элементов от действия внешних нормативных нагрузок производится по общим правилам строительной механики по значениям кривизны по длине железобетонных конструкций, определяемым в общем случае из решения расчетной системы уравнений деформационной модели при нормативных диаграммах деформирования бетона и арматуры.

### Вопросы для самоконтроля

1. Из какого общего условия метода предельных состояний производится расчет прочности бетонных и железобетонных элементов?
2. При каких расчетах предельного усилия, воспринимаемого железобетонными конструкциями, применяется общий коэффициент безопасности к прочности всего сечения?
3. При каких расчетах предельного усилия, воспринимаемого железобетонными конструкциями, применяются частные коэффициенты безопасности к прочности бетона и арматуры?
4. В каких случаях для железобетонных элементов допускается применять альтернативную модель расчета прочности по сечению, нормальному к продольной оси, с прямоугольной диаграммой распределения напряжений в пределах эффективной высоты сжатой зоны сечения?
5. Какие предпосылки положены в основу расчета прочности железобетонных элементов по сечению, нормальному к продольной оси, согласно деформационной модели?
6. Назовите основные базовые точки полной диаграммы деформирования бетона при нелинейных расчетах конструкций.
7. Каким образом в расчете по деформационной модели учитываются специфические воздействия, изменяющие исходные физико-механические свойства бетона?
8. Какой формы диаграмму деформирования бетона допускается использовать при линейно-упругих расчетах конструкций и нелинейном расчете сечений?
9. Каким образом при линейно-упругих расчетах конструкций и нелинейном расчете сечений осуществляется переход от диаграмм для расчета прочности сечений к расчетным диаграммам, используемым в расчетах деформаций и трещиностойкости?
10. Какой формы диаграммы деформирования арматуры (с физическим пределом текучести; с условным пределом текучести) применяются при расчетах железобетонных конструкций по деформационной модели?
11. Запишите основные условия расчета параметров напряженно-деформированного состояния для сечения, нормального к продольной оси, для изгибаемых (внецентренно сжатых) железобетонных элементов по деформационной модели.

12. Изложите алгоритм определения прочности железобетонных элементов по сечению, нормальному к продольной оси, на основе деформационной модели.

13. Изложите методику расчета раскрытия трещин, нормальных к продольной оси, железобетонных элементов на основе деформационной модели.

14. Как производится поверочный расчет железобетонных конструкций по деформациям?

## Тема 5. ОЦЕНКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

### 5.1. Дефекты и повреждения каменных конструкций

Фактическое техническое состояние каменных и армокаменных конструкций зданий и сооружений (аналогично выше рассмотренным железобетонным конструкциям) устанавливается в результате их *обследования, поверочных расчетов и натурного испытания.*

Дефекты и повреждения каменных и армокаменных конструкций, оказывающие влияние на их техническое состояние, появляются в результате следующих воздействий: механических (статических и динамических), коррозионных, температурно-влажностных, а также неравномерных осадок основания под фундаментами (по характеру расположения трещин в кирпичных стенах здания можно судить о причинах их возникновения, рис. 5.1).

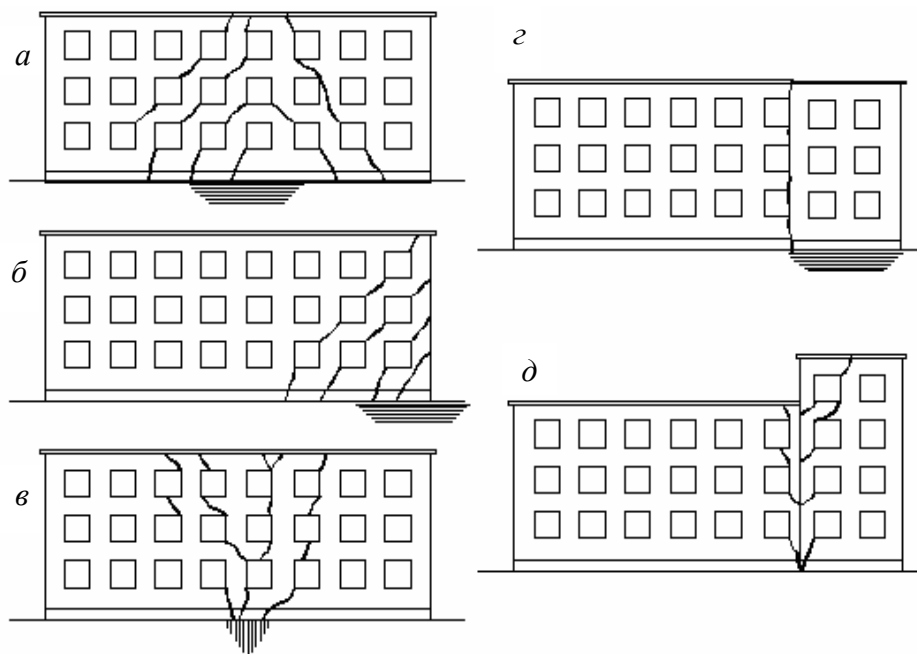


Рис. 5.1. Расположение трещин в кирпичной кладке стен и причины их возникновения:  
а – слабый грунт под средней частью здания; б – то же у торца здания;  
в – твердый грунт под средней частью здания; г – просадка части здания;  
д – разные давления в подошве фундаментов при разнонагруженных стенах

Дефекты и повреждения, характерные для каменных конструкций, принято классифицировать по следующим признакам:

- **по происхождению** дефектов и повреждений:
  - низкое качество выполнения работ (нарушение толщины швов, правила перевязки, отклонение от вертикали и т.д.),
  - низкое качество материалов (искривление граней кирпича, низкая морозостойкость и т.д.),
  - низкое качество эксплуатации (замачивание кладки, размораживание в водонасыщенном состоянии, выветривание швов и т.д.),
  - ошибки проектирования (неправильный учет нагрузок, их эксцентриситетов приложения и т.д.);
- **по времени проявления** дефектов и повреждений:
  - в период строительства,
  - при длительном перерыве в строительстве без консервации,
  - в период плановой эксплуатации,
  - после выработки сроков эксплуатации;
- **по способам обнаружения** дефектов и повреждений:
  - явный дефект (обнаруживается при визуальном наблюдении),
  - скрытый дефект (выявляется с применением известных методов и средств);
- **по степени влияния** дефектов и повреждений:
  - незначительная степень (прочность кладки снижена до 5 %, усиление не требуется),
  - слабая степень (прочность снижена до 15 %, усиление требуется при наличии трещин в зависимости от величины действующей нагрузки),
  - средняя степень (прочность снижена до 25 %, усиление обязательно),
  - сильная степень (прочность снижена до 50 %, усиление обязательно),
  - аварийная степень (прочность кладки снижена более чем на 50 %, необходимы противоаварийные мероприятия, технико-экономическое обоснование усиления или замены);
- **по возможности устранения** дефектов и повреждений:
  - устранимые (устранение которых возможно и целесообразно),
  - неустраняемые;
- **по видам** повреждений:
  - повреждения защитных и отделочных слоев кладки,
  - повреждения основного материала,
  - повреждения, связанные с увлажнением и размораживанием,
  - повреждения, вызванные деформациями стен и нарушением их сплошности.

## 5.2. Особенности обследования каменных конструкций

**Обследование каменных конструкций**, также как и железобетонных, выполняется в два этапа: предварительное (визуальное) и детальное (инструментальное). Кроме этого производят отбор и лабораторное испытание образцов материалов. На стадии *предварительного обследования* выявляют конструкции, находящиеся в предаварийном состоянии, принимают меры, предотвращающие обрушение. *Инструментальное обследование* производится однократно, если деформации, вызвавшие повреждения, прекратились, иначе организовывается длительное наблюдение с установкой маяков.

**Предаварийное состояние каменных и армокаменных конструкций** характеризуется следующими признаками:

- силовые трещины раскрытием более 2 мм, пересекающие более 8 рядов кладки (рис. 5.2, а);
- образование под опорами пролетных конструкций вертикальных и наклонных трещин, пересекающих более 4 рядов (рис. 5.2, б);
- краевое повреждение кладки под опорами на глубину более 1/5 опирания (рис. 5.2, в);
- повреждение кладки на глубину более 50 % толщины (рис. 5.2, г);
- отклонение от вертикали и выпучивание стен в пределах этажа более 1/3 их толщины (рис. 5.2, д);
- смещение конструкций перекрытия на опорах более 1/2 глубины заделки в стене (рис. 5.2, е);
- разрушение анкерных связей крепления стен к колоннам и перекрытиям (рис. 5.2, ж).

## 5.3. Определение расчетных характеристик материалов

Каменная кладка является неоднородным материалом. Она состоит из отдельных камней, находящихся под воздействием нагрузки в условиях сложного напряженно-деформированного состояния, которые объединены слоем раствора. Поэтому прочность и деформативность каменной кладки зависит от многих факторов: вида, прочности и деформативности камня, прочности и деформативности раствора, вида напряженного состояния, качества выполненной кладки (заполнения, толщины и необходимой перевязки швов, соблюдение горизонтальности рядов) и др. Методика определения непосредственно прочности каменной кладки эксплуатируемых конструкций отсутствует, поэтому прочность определяется косвенно по характеристикам камня и раствора.

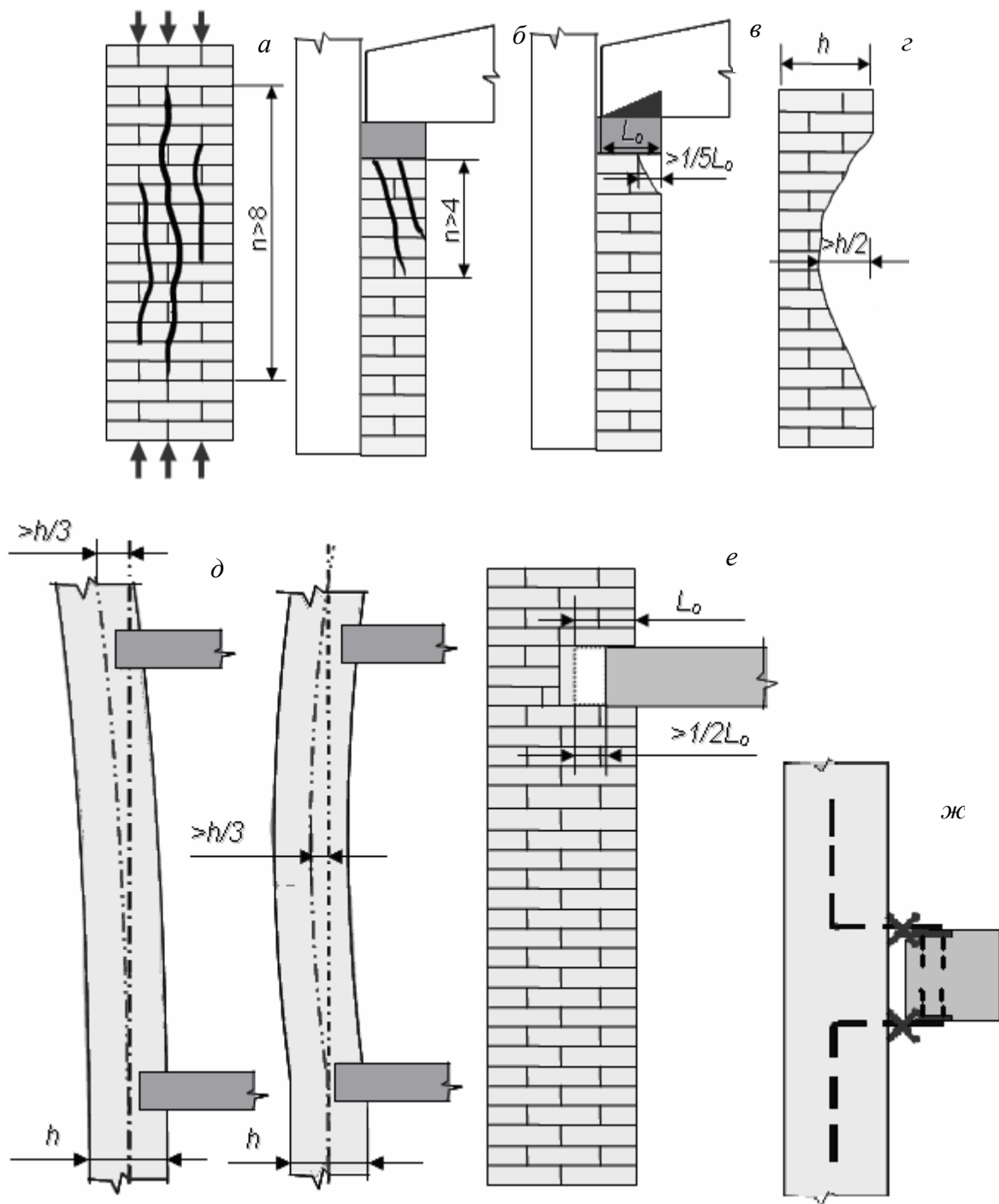


Рис. 5.2. Признаки предаварийного состояния каменных конструкций

**Расчетное сопротивление каменной кладки** для поверочных расчетов определяется исходя из марки кирпича  $M$  и марки раствора  $M$  (при выполнении расчетов по проектным данным) или из условной марки кирпича  $M'$  и условной марки раствора  $M'$  (при выполнении поверочных расчетов по результатам испытаний) по [12] с учетом коэффициентов условий работы. Для промежуточных значений условных марок кирпича и раство-



ра, отличающихся от значений параметрического ряда, расчетное значение каменной кладки определяется линейной интерполяцией.

**Условная марка кирпича** определяется по результатам испытания – не менее 5 образцов-двоек при сжатии и не менее 5 образцов при изгибе в соответствии с требованиями ГОСТ 8462-85. Допускается определять прочность кирпича при сжатии на образцах-цилиндрах диаметром 50 мм, высверленных из кирпича кладки, или ультразвуковым методом. Значения предела прочности кирпича единичного испытания при сжатии  $R_{сж,i}$ , изгибе  $R_{изг,i}$  и среднее  $\bar{R}$  определяются по формулам:

$$R_{сж,i} = P/A, \quad R_{изг,i} = 3Pl/2bh^2, \quad \bar{R} = 1/n \sum R_i,$$

где  $P$  – разрушающее усилие,  $A$  – площадь поперечного сечения образца-двойки,  $l$  – расстояние между опорами при испытании кирпича на изгиб;  $b, h$  – ширина и высота поперечного сечения кирпича,  $n$  – количество испытаний.

**Условная марка раствора** устанавливается по результатам испытания не менее 5 образцов-кубов с ребром 30...40 мм, изготовленных из двух-трех пластинок раствора, отобранных из горизонтальных швов кладки и склеенных гипсовым тестом. Условная марка определяется как среднее значение, умноженное на коэффициент 0,7.

#### 5.4. Поверочные расчеты каменных конструкций

Прочность каменных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений определяется поверочными расчетами на основании данных, полученных при обследовании. При этом учитываются дефекты и повреждения, снижающие прочность:

- трещины;
- разрушение поверхностных слоев кладки;
- наличие эксцентриситетов, вызванных отклонением от вертикали;
- нарушение конструктивной связи между стенами;
- повреждение опор балок, перемычек, смещение элементов.

Вертикальные силовые трещины учитываются введением понижающего коэффициента  $K_{mp}$  к расчетному сопротивлению каменной кладки  $R$  в соответствии с [39] (табл. 5.1).

Таблица 5.1

Характеристика трещин	$K_{mp}$	
	неармированный	армированный
1. Трещины в отдельных кирпичах, не пересекающие растворные швы.	1	1
2. Волосные трещины, пересекающие не более 2-х рядов.	0,9	1
3. То же, не более 4-х рядов.	0,75	0,9
4. Трещины раскрытием до 2 мм, пересекающие не более 8 рядов	0,5	0,7
5. То же, более 8 рядов	0	0,5

Разрушение поверхностных слоев кладки учитывается введением в расчет фактической площади поперечного сечения элемента за вычетом площади сечения разрушенных слоев  $A_{расч}$ , а при несимметричном разрушении поверхностных слоев – дополнительного эксцентриситета из-за смещения центра тяжести расчетного сечения.

Условие прочности имеет вид

$$N_{Sd} \leq N_{Rd}(R, K_{mp}, A_{расч}), \quad (5.1)$$

где  $R$  – расчетное сопротивление каменной кладки.

Коэффициент запаса прочности каменных и армокаменных конструкций равен отношению усилия  $N_{Rm}$ , соответствующего фактической прочности каменной кладки, рассчитанной по средним значениям, к действующему усилию  $N_{Sm}$  от фактической нагрузки.

$$K = \frac{N_{Rm}(\bar{R}, K_{mp}, A_{расч})}{N_{Sm}} \quad (5.2)$$

Если  $K < C$ , состояние элемента характеризуется как предаварийное, где  $C$  – коэффициент аварийности:

- $C = 1,7$  – для неармированной кладки;
- $C = 1,5$  – для армированной кладки.

При известных марках кирпича и раствора среднее значение предела прочности кладки  $\bar{R}$  принимается равным

$$\bar{R} = 2R. \quad (5.3)$$

При отклонении от вертикали или выпучивании стен в пределах этажа на величину до  $1/3$  толщины прочность определяется с учетом фактического эксцентриситета от вышерасположенной нагрузки.

В случае образования вертикальных трещин в местах пересечения стен или разрыва поперечных связей между стенами прочность и устойчивость стен определяются с учетом фактической свободной высоты стены между точками сохранившихся связей.

При смещении прогонов, плит перекрытий и покрытий на опорах должна выполняться проверка прочности каменных элементов на местное смятие и внецентренное сжатие по фактической величине эксцентриситета и площади опирания прогонов и плит перекрытий.

### **Вопросы для самоконтроля**

1. Приведите примеры дефектов и повреждений, характерных для каменных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений.
2. По каким признакам классифицируются дефекты и повреждения каменных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений?
3. Назовите признаки, характеризующие предаварийное состояние каменных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений.
4. Как определяется расчетное сопротивление каменной кладки для поверочных расчетов конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений?
5. Как определяется условная марка кирпича по результатам лабораторных испытаний?
6. Как определяется условная марка раствора по результатам лабораторных испытаний?
7. Каким образом в поверочных расчетах каменных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений учитываются дефекты и повреждения каменной кладки?
8. Изложите методику определения предаварийного состояния каменных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений.
9. Каким образом в расчете прочности и устойчивости стен учитывается влияние вертикальных трещин в местах их пересечения?
10. Как в расчете прочности стен учитывается влияние их выпучивания и отклонения от вертикали?

## **Тема 6. ОЦЕНКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ**

### **6.1. Особенности обследования металлических конструкций**

Отличия проектирования, возведения и эксплуатации металлических конструкций налагают определенные особенности на их обследование.

*Основные особенности* заключаются:

- в доступности сечений металлических элементов, что облегчает их обследование, обмеры и отбор образцов для испытаний;
- в повышенных требованиях к качеству исполнения и соответствию проектным решениям, поскольку металлические конструкции имеют минимальные запасы прочности;
- в исключительном значении прямолинейности металлических элементов, наличия соединительных планок, т. к. ввиду тонкостенности, как правило, лимитируются не прочностью, а устойчивостью.

*Дефекты и повреждения* металлических конструкций, в основном, являются следствием отступления от правил производства работ при изготовлении, транспортировании и монтаже, а также правил технической эксплуатации или ошибок при проектировании.

Характерными *дефектами* являются:

- отклонения геометрических размеров от проектных;
- непрямолинейность элементов;
- отклонения от проектного положения;
- расцентровка узлов сопряжения;
- отсутствие отдельных элементов;
- некачественное выполнение болтовых и заклепочных соединений, сварных швов.

Качество сварных швов устанавливается визуальным осмотром и методом засверливания по оси шва сверлом диаметром большим ширины наружной поверхности шва. Для определения границ сварного шва поверхность засверливания обрабатывают 20 %-ным раствором азотной кислоты с последующим осмотром через лупу.

Для контроля качества сварных соединений применяется специальное оборудование, которое позволяет просвечивать их рентгеновскими и  $\gamma$ -лучами, порошковая и магнитная дефектоскопия, а также магнитографический, радиографический, электромагнитный и ультразвуковой методы.

Характерные дефекты сварных швов приведены на рис. 6.1.

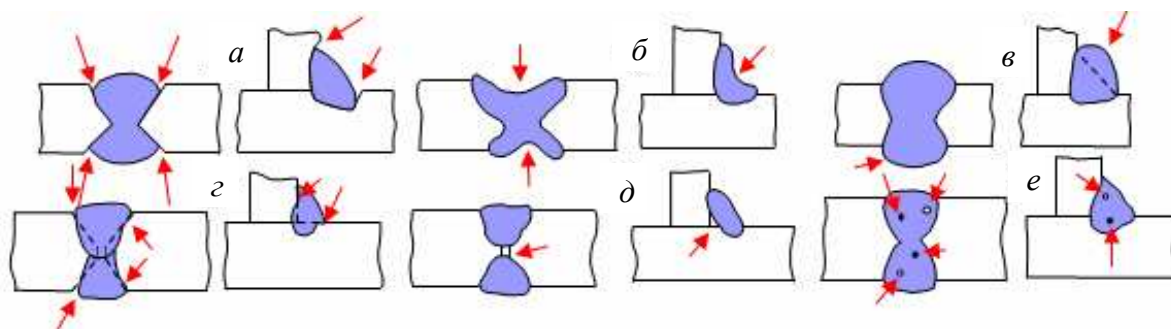


Рис. 6.1. Дефекты сварных швов: *а* – подрезы, *б* – неполномерные швы, *в* – чрезмерное усиление валика, *г* – несплавление по кромке, *д* – непровары, *е* – шлаковые и газовые включения

Характерными *повреждениями*, влияющими на прочность и устойчивость, эксплуатационную пригодность и долговечность являются:

- разрушение защитных покрытий с признаками коррозии металла;
- разрывы, трещины в основном металле и сварных швах;

- искривления, местные погибы;
- ослабления болтовых и заклепочных соединений;
- вырезы в элементах;
- деформации, вызванные неравномерной осадкой и креном фундаментов;
- абразивный износ;
- пластинчатая ржавчина на конструкции, сварных швах и деталях соединений, потеря площади сечения вследствие коррозии более 5 %;
- уменьшение длины площадки опирания конструкции по сравнению с проектной;
- прогиб конструкций превышает предельно допустимое значение более чем на 30 %.

По результатам обследования и поверочных расчетов металлические конструкции (аналогично железобетонным) относятся к одной из пяти категорий состояния. Ниже приведены их характерные признаки.

I категория состояния:

- отсутствуют дефекты и повреждения, свидетельствующие о снижении прочности, гибкость элементов не выше предельно допустимой;
- антикоррозионная защита конструкций, сварных швов и деталей соединений не нарушена, при вскрытии поверхность конструкции не имеет признаков коррозии.

II категория состояния:

- антикоррозионная защита конструкций, сварных швов и деталей соединений в отдельных местах нарушена, поверхность конструкции в местах нарушения защитных покрытий имеет признаки коррозии в виде тонкого налета, отдельных точек и пятен;
- язв и пластинок ржавчины нет, нет уменьшения площади поперечного сечения вследствие коррозии.

III категория состояния:

- антикоррозионная защита конструкций, сварных швов и деталей соединений в основном нарушена, поверхность конструкции имеет коррозию в виде сплошной или пятнами, имеются язвы и пластинки ржавчины, уменьшение площади поперечного сечения вследствие коррозии не превышает 5 %;
- прочностные характеристики металла не ниже проектных;
- гибкость элементов не выше предельно допустимой;
- прогиб не превышает предельно допустимых значений.

IV категория состояния:

– имеются дефекты и повреждения (см. выше), свидетельствующие о снижении прочности и устойчивости, но на момент обследования не угрожающие безопасности работающих.

V категория состояния:

– конструкция не удовлетворяет предъявляемым к ней требованиям по прочности (устойчивости). Существует угроза безопасности работающих.

## 6.2. Определение расчетных характеристик материалов

Оценка качества материалов эксплуатируемых металлических конструкций может производиться:

- по проектным данным (рабочим чертежам КМ и КМД, сертификатам качества металла, электродов и т. п.),
- по результатам испытаний (натурных, лабораторных).

При испытании металла определяют следующие характеристики:

- марку стали, способ выплавки и степень раскисления;
- механические свойства: предел текучести, временное сопротивление и относительное удлинение при испытании стали на растяжение, ударную вязкость для температур, соответствующих группе конструкций;
- химический состав (для малоуглеродистой стали – содержание углерода, марганца, кремния, серы и фосфора, а для низколегированной стали, кроме того, содержание легирующих добавок).

Образцы для испытаний должны быть вырезаны из мест с наименьшими напряжениями, где не произошли пластические деформации и не образовался наклеп, вдоль проката (из сортового и фасонного металлопроката) или поперек проката (из листового и широкополосного металлопроката) и иметь размеры не менее 50 мм × 20 $\delta$  ( $\delta$  – толщина проката).

Кроме того, для конструкций 1 и 2 групп, выполненных *из кипящей стали* толщиной свыше 12 мм и эксплуатируемых при отрицательной температуре, следует определять:

- распределение сернистых включений (способом отпечатка по Бауману). На предварительно подготовленное очищенное и отшлифованное место на торце сортового или фасонного проката (вдоль проката – для листового стали) накладывают и прижимают обычную фотобумагу, вымоченную в 5 %-ном растворе серной кислоты, после 5...10 мин выдержки полученный отпечаток (бледно-коричневого цвета с темными полосами в местах скопле-

ния серы) закрепляют в растворе кислого фиксажа. Отпечатки по Бауману целесообразно снимать прямо с конструкции (без вырезки образцов);

- микроструктуру с уточнением размеров зерен.

Допускается не производить испытания металла для конструкций, напряжения в которых не будут превышать 165 МПа при расчетных температурах выше минус 30°С. При этом конструкция должна находиться в эксплуатации не менее 3-х лет.

**Расчетное сопротивление стали** для поверочных расчетов по проектным данным конструкций, изготовленных после 1982 г., определяется по [11]. При расчетах по проектным данным для конструкций более раннего срока изготовления, а также при расчетах конструкций по результатам испытаний металла расчетное сопротивление стали принимается исходя из нормативного сопротивления и коэффициента надежности по материалу в соответствии с табл. 6.1.

Таблица 6.1

Растяжение, сжатие и изгиб	по пределу текучести	$R_y = R_{yn} / \gamma_m$
	по временному сопротивлению	$R_u = R_{un} / \gamma_m$
Сдвиг		$R_s = 0,58R_{yn} / \gamma_m$
Смятие торцевой поверхности		$R_p = R_{un} / \gamma_m$

**Нормативное значение предела текучести или временного сопротивления** определяется:

- по результатам статистической обработки испытаний (при достаточном их количестве);
- по минимальному значению характеристик, указанных в СТБ (ГОСТ, ТУ) на сталь (если результаты испытаний удовлетворяют этим требованиям);
- по минимальному значению, полученному при испытании (если результаты испытаний не удовлетворяют требованиям СТБ (ГОСТ, ТУ)).

**Коэффициент надежности по материалу** принимается равным для рассчитываемых с использованием расчетного сопротивления  $R_y$  стальных конструкций, изготовленных:

- до 1932 г.  $\gamma_m = 1,2$ ;
- с 1932 г. до 1982 г. при  $\sigma_y \leq 380$  МПа  $\gamma_m = 1,1$ ;
- при  $\sigma_y > 380$  МПа  $\gamma_m = 1,15$ ;
- после 1982 г.  $\gamma_m$  – по [11].

Коэффициент надежности по материалу для конструкций, рассчитываемых на прочность с использованием расчетного сопротивления  $R_u$ , принимается равным  $\gamma_u = 1,3$ .

Для элементов, имеющих коррозионный износ с потерей более 25 % площади поперечного сечения или остаточную после коррозии толщину 5 мм и менее, расчетные сопротивления снижают путем умножения на коэффициент  $\gamma_d$ , равный для среды:

- слабоагрессивной – 0,95,
- среднеагрессивной – 0,9,
- сильноагрессивной – 0,85.

Поверочный расчет сварных швов производится из условий:

- угловые швы:

$$- \text{ по металлу шва } \frac{N}{\beta_f k_f l_w} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c, \quad (6.1)$$

$$- \text{ по металлу границы сплавления } \frac{N}{\beta_z k_z l_w} \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c; \quad (6.2)$$

- растянутые стыковые швы  $\frac{N}{tl_w} \leq R_{wy} \gamma_c. \quad (6.3)$

**Расчетные сопротивления сварных соединений** эксплуатируемых конструкций  $R_{wf}, R_{wz}, R_{wy}$  принимают по [11] с учетом марки стали, сварочных материалов, вида сварки и положения шва и способов их контроля по проектным данным или исходя из нормативных значений по результатам статистической обработки испытаний.

При отсутствии проектных данных допускается принимать:

- для угловых швов –  $R_{wf} = R_u, R_{wz} = R_u, \gamma_{wf} = 1,25, \beta_f = 0,7, \beta_z = 1$  при  $\gamma_c = 0,8$ ;
- для растянутых стыковых швов, изготовленных:
  - до 1972 г. –  $R_{wy} = 0,55R_{yo}$ ,
  - после 1972 г. –  $R_{wy} = 0,85R_{yo}$ ,

где  $R_{yo}$  – расчетное сопротивление основного металла.

**Расчетное сопротивление срезу и растяжению болтов** при наличии проектных данных следует принимать по [11] или по результатам испытания на растяжение (при этом расчетное сопротивление срезу принимают равным  $R_{bs} = 0,8R_{bt}$ ). Если отсутствуют проектные данные и невозможно ус-



тановить класс прочности болтов, то их расчетные сопротивления принимают равными:

- на растяжение –  $R_{bt} = 150 \text{ МПа}$ ,
- на срез –  $R_{bs} = 160 \text{ МПа}$ .

### 6.3. Поверочные расчеты металлических конструкций

Поверочные расчеты стальных элементов эксплуатируемых конструкций производятся в соответствии с [11].

#### 6.3.1. Учет ослабления сечения и искривления элементов

Поверочные расчеты элементов, имеющих ослабления в виде вырезов, подрезов, следует проводить по площади *netto* с учетом эксцентриситетов от смещения центра тяжести ослабленного сечения относительно центра тяжести первоначального сечения.

Для элементов с известными геометрическими характеристиками первоначального сечения целесообразно применять условие прочности с использованием компенсирующих добавок усилий  $N^{осл}$ ,  $M_x^{осл}$ ,  $M_y^{осл}$  [15], (рис. 6.2).

$$\left( \frac{N + N^{осл}}{AR_y \gamma_c} \right)^n + \frac{(M_x + M_x^{осл}) y_c}{c_x I_x R_y \gamma_c} + \frac{(M_y + M_y^{осл}) x_c}{c_y I_y R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (6.4)$$

где  $N^{осл} = \sigma^{осл} A^{осл}$ ,  $M_x^{осл} = N^{осл} y^{осл}$ ,  $M_y^{осл} = N^{осл} x^{осл}$ ,

$$\sigma^{осл} = \sigma_F \left( 1 - \frac{A^{осл}}{A} - \frac{I_x^{осл}}{I_x} - \frac{I_y^{осл}}{I_y} \right)^{-1}, \quad \sigma_F = \frac{N}{A} + \frac{M_x y^{осл}}{I_x} + \frac{M_y x^{осл}}{I_y},$$

$$I_x^{осл} \approx A^{осл} (y^{осл})^2, \quad I_y^{осл} \approx A^{осл} (x^{осл})^2.$$

Значения  $n$ ,  $c_x$ ,  $c_y$  принимают по [11, табл. 66] для неослабленного сечения.

Поверочные расчеты сжатых сплошностенчатых элементов металлических конструкций, имеющих общее искривление, производятся как вне-

центренно сжатых. Эксцентриситет  $e$  сжимающего усилия в предельном состоянии от искривления определяют умножением стрелки искривления стержня  $f_o$  в ненагруженном состоянии на коэффициент перехода  $k$  от максимальной стрелки к эквивалентному эксцентриситету [15], (рис. 6.3).

$$e = k f_o, \quad (6.5)$$

где  $k = 0,82 + 0,1 \frac{\sqrt{\eta m_f}}{\bar{\lambda}}, \quad f_o = \psi_o f'_{uz}, \quad \psi_o = 1 - 0,1 \bar{\lambda}^2 \left( \frac{\sigma'}{R_y} \right),$

$$\sigma' = \frac{N'_o}{A}, \quad m_f = \frac{f_o A}{W}, \quad m_{ef} = \eta m_f,$$

$A, W$  и  $\bar{\lambda}$  – соответственно площадь, момент сопротивления сечения и приведенная гибкость элемента;  $m_f$  – относительный эксцентриситет;  $m_{ef}$  – приведенный относительный эксцентриситет для определения коэффициента продольного изгиба  $\varphi_e$  внецентренно сжатых элементов. Если усилие  $N'_o$  в элементе в момент замера стрелки определить невозможно, допускается принимать  $\psi_o = 1$ .

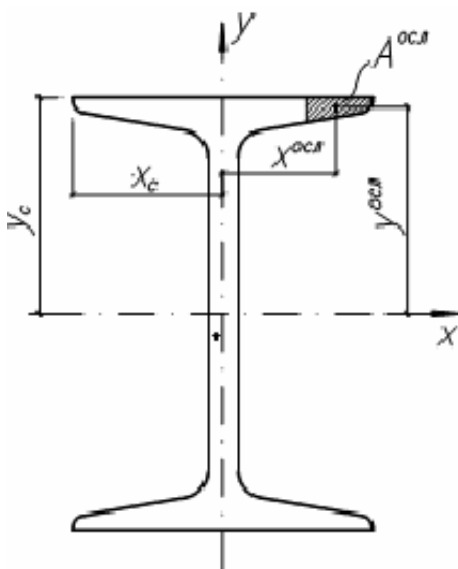


Рис. 6.2. Поперечное сечение с ослаблением

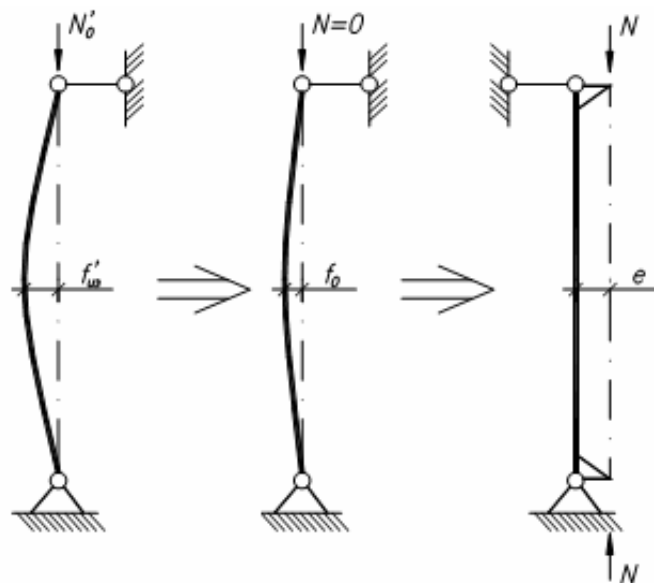


Рис. 6.3. Расчет стальных элементов, имеющих искривление

### 6.3.2. Поверочный расчет на хрупкую прочность

При исследовании разрушенных конструкций или опытных образцов необходимо установить характер разрушения основного металла, сварных швов, болтов и заклепок (пластический, хрупко-пластический или хрупкий).

К особенностям *пластического* разрушения относятся длительность процесса разрушения, наличие «шейки» и матовый, волокнистый излом. При *хрупко-пластическом* разрушении имеется небольшая «шейка», на изломе прослеживается две области: наружная – имеет матовый, волокнистый вид, внутренняя – блестящий кристаллический вид. *Хрупкое* разрушение происходит мгновенно без образования «шейки» при напряжениях намного меньших предела текучести, излом имеет блестящий кристаллический вид.

Одним из основных факторов, вызывающих переход стали в хрупкое состояние, является воздействие отрицательных температур. При понижении температуры происходит уменьшение показателя *ударной вязкости* (рис. 6.4). Для характеристики хладостойкости для каждой стали установлен *порог хладостойкости* (температура, при которой ударная вязкость составляет значение  $A_k \leq 0,3 \text{ кДж/м}^2$ ).

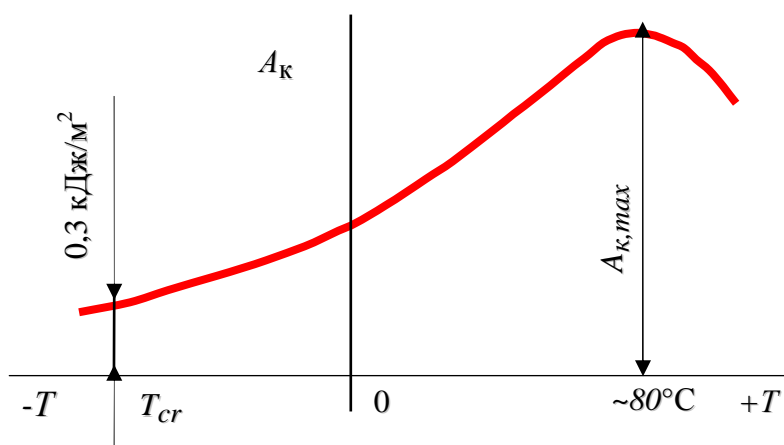


Рис. 6.4. Зависимость ударной вязкости от температуры (для малоуглеродистой стали)

Значение порога хладостойкости стали зависит от ряда факторов:

- *способа выплавки* (более хладостойки – мартеновские и кислородно-конверторные, менее хладостойки – электростали (бессемеровские));
- *степени раскисления* (менее хладостойкая – кипящая, более хладостойкая – спокойная);
- *толщины металлопроката* (чем толще прокат, тем менее хладостоек);
- *наличия термообработки* (закаленные стали более хладостойки).

Концентраторы местных напряжений (особенно, расположенные перпендикулярно к направлению растягивающих напряжений) способствуют хрупкому разрушению стали. В процессе обследования таким участкам необходимо уделять особое внимание. Хрупкая трещина возникает при действии растягивающих напряжений в местах резкой концентрации напряжений в стальных элементах толщиной более 6...7 мм. Примеры концентраторов напряжений в сварных конструкциях приведены на рис. 6.5.

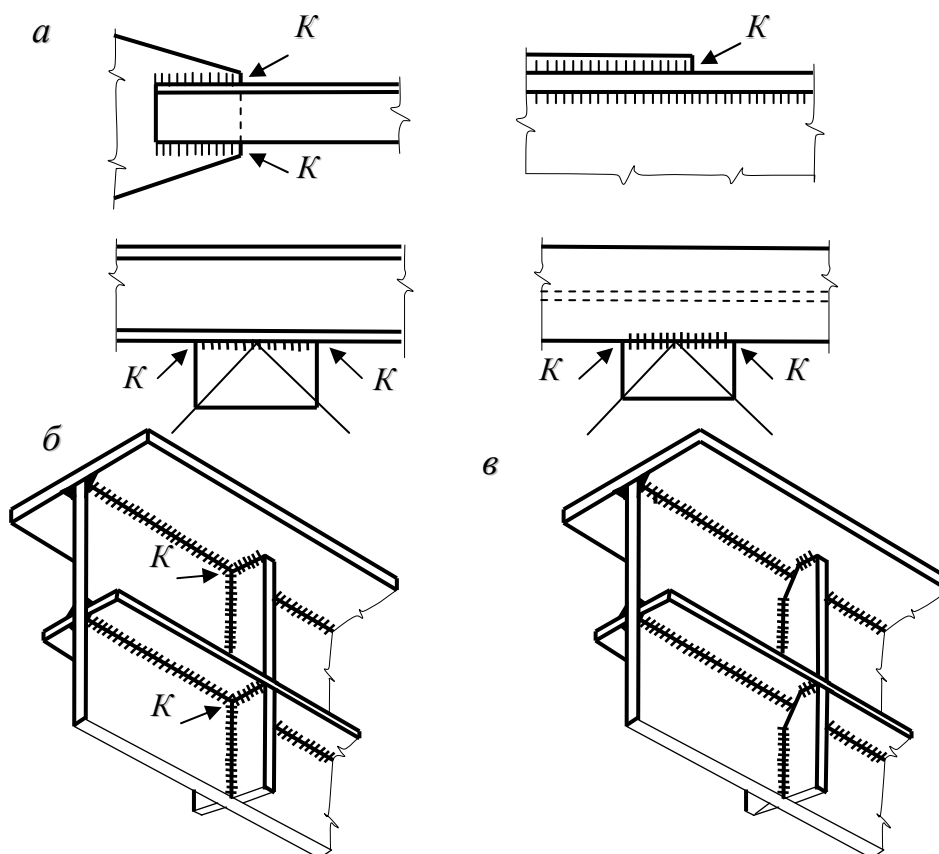


Рис. 6.5. Стыки сварных конструкций с концентраторами местных напряжений: а, б – с концентраторами; в – рекомендуемый

Поверочный расчет на хрупкую прочность для центрально и внецентренно растянутых элементов, обладающих пониженной хладостойкостью производится из условия

$$\sigma_{\max} \leq \frac{\beta R_u}{\gamma_u}, \quad (6.6)$$

где  $\sigma_{\max}$  – наибольшие напряжения по сечению *netto*,

$$\beta = \exp[2\psi_T (T - T_{cr})] \geq \beta^* = R_y / R_u, \quad (6.7)$$

$R_u, R_y$  – расчетное сопротивление металла на растяжение соответственно по временному сопротивлению и пределу текучести;  $\gamma_u$  – коэффи-

коэффициент надежности по материалу при расчете по временному сопротивлению;  $T$  – температура эксплуатации (средняя температура наиболее холодной пятидневки);  $T_{cr}$  – критическая температура хрупкости, определяемая толщиной элемента и модификацией конструктивной формы.

Для элементов, имеющих коррозионный износ с потерей более 25 % площади поперечного сечения или остаточную после коррозии толщину 5 мм и менее, снижение сопротивляемости хрупкому разрушению учитывается в соответствии с [15] увеличением критической температуры  $T_{cr}$  на  $\Delta T_{cr} = 15^\circ C$  – для стали марки Вст3 или  $\Delta T_{cr} = 20^\circ C$  – для стали марки 09Г2.

$\psi_T = 0,005 \text{град}^{-1}$  – для стали марки Вст3кп,  $\psi_T = 0,0044 \text{град}^{-1}$  – для стали марки Вст3сп,  $\psi_T = 0,0028 \text{град}^{-1}$  – для стали марки 09Г2С.

Для низколегированных сталей других марок коэффициент  $\psi_T$  определяется линейной интерполяцией в соответствии с расчетным сопротивлением между значениями  $\psi_T = 0,0041 \text{град}^{-1}$  при  $R_y = 234 \text{ МПа}$  и  $\psi_T = 0,0028 \text{град}^{-1}$  при  $R_y = 310 \text{ МПа}$ .

Если условия (6.6), (6.7) не выполняются, дальнейшая эксплуатация конструкции без специальных мероприятий не допускается.

### Вопросы для самоконтроля

1. Назовите основные особенности обследования металлических конструкций.
2. Приведите примеры характерных дефектов изготовления металлических конструкций.
3. Назовите основные дефекты сварных швов металлических конструкций.
4. Приведите примеры характерных повреждений металлических конструкций, полученных при их монтаже или эксплуатации.
5. Как классифицируются металлические конструкции эксплуатируемых зданий и сооружений по категориям состояния?
6. Как отбираются образцы металла для лабораторных испытаний?
7. В каких случаях при отсутствии рабочих чертежей допускается не производить испытания металла конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений?
8. Как определяется нормативное значение предела текучести или временного сопротивления металла конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений?
9. Изложите методику поверочных расчетов для элементов с известными геометрическими характеристиками первоначального сечения и вырезами с использованием компенсирующих добавок.
10. Изложите алгоритм поверочных расчетов сжатых сплошностенчатых элементов металлических конструкций, имеющих общее искривление.
11. Как визуально по излому установить характер разрушения металла?
12. Назовите факторы, способствующие хрупкому разрушению металла.
13. Как производится поверочный расчет на хрупкую прочность для растянутых стальных элементов?

## Тема 7. ОЦЕНКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

### 7.1. Особенности обследования деревянных конструкций

Деревянные конструкции являются легкими, надежными и долговечными. Из них возводятся здания и сооружения различного назначения, в том числе большепролетные конструкции (из клееной древесины). В зданиях старой постройки они встречаются в качестве стропильных элементов чердачной кровли, балочных конструкций перекрытий и покрытий.

В процессе обследования выявляются дефекты и повреждения, снижающие прочность, жесткость и долговечность деревянных конструкций:

- трещины (расслоение) деревянных элементов;
- сколы в узловых сопряжениях;
- прогибы, превышающие предельно допустимые;
- следы замачивания элементов;
- наличие гнили и грибковых образований в деревянных элементах;
- ослабление болтовых и гвоздевых соединений.

Основной причиной *загнивания и поражения древесины грибами* является **повышенная влажность**, поэтому при обследовании деревянных конструкций следует особое внимание обращать на их *условия эксплуатации* и выявлять:

- плохо вентилируемые помещения с повышенной влажностью;
- места систематического замачивания деревянных элементов.

Причины повреждений определяются путем лабораторного микологического анализа отобранных образцов древесины с грибными образованиями.

Обследование деревянных конструкций в труднодоступных местах производится выборочно после вскрытия полов, подшивки потолков и обшивки перегородок. Целесообразно вскрытие производить в местах прохода водопровода и канализации.

Кроме того, в процессе обследования необходимо обращать внимание на состояние металлических соединительных элементов (накладок, болтов, скоб). В случае их значительного повреждения поверочные расчеты производятся с учетом фактического ослабления сечения соединительных элементов.

## 7.2. Определение расчетных характеристик древесины

**Расчетные сопротивления древесины** можно установить:

- по сорту, породе и виду напряженного состояния по [9];
- путем испытаний.

Испытания проводятся неразрушающими методами (ультразвуковым методом, методом пластических деформаций – по отпечатку при падении шарика диаметром 25 мм с высоты 0,5 м с использованием градуировочных зависимостей) или с помощью вырезанных образцов на сжатие, растяжение и изгиб.

Расчетное сопротивление древесины вычисляют из нормативного  $f_{i,\alpha,k}$  с учетом коэффициента надежности по материалу  $\gamma_m$  и коэффициента  $C$ , учитывающего сортность древесины.

$$f_{i,\alpha,d} = \frac{(f_{i,\alpha,k} \cdot C)}{\gamma_m}. \quad (7.1)$$

Нормативное сопротивление древесины определяется для чистых от пороков участков при влажности 12 % с учетом статистической изменчивости по формуле

$$f_{i,\alpha,k} = \bar{\sigma}_{i,\alpha} - \beta S_{i,\alpha}, \quad (7.2)$$

где  $\bar{\sigma}_{i,\alpha}$ ,  $S_{i,\alpha}$  – соответственно среднее арифметическое значение предела прочности, среднее квадратическое отклонение,  $\beta$  – коэффициент учета количества испытаний древесины.

Если испытания древесины производятся при иной влажности, предел прочности  $\sigma_{(i,\alpha)w}$  приводят к пределу прочности древесины влажностью 12 % по формулам:

–  $\sigma_{(i,\alpha)12} = \sigma_{(i,\alpha)w} [1 - \alpha(W - 12)]$  – при влажности древесины меньше предела гигроскопичности ( $W = 30\%$ );

–  $\sigma_{(i,\alpha)12} = \frac{\sigma_{(i,\alpha)w}}{K_{12}^{30}}$  – в ином случае, где коэффициент  $\alpha = 0,05$  –

при сжатии вдоль волокон,  $\alpha = 0,04$  – при изгибе;  $K_{12}^{30} = 0,45$  – для бука, сосны,  $K_{12}^{30} = 0,55$  – для дуба, липы, ольхи,  $K_{12}^{30} = 0,4$  – для березы и ливенницы.

Расчетное сопротивление древесины для поверочных расчетов, вычисленное по формуле (7.1) по результатам испытаний, не должно превышать значений, приведенных в [9].

К расчетному сопротивлению древесины конкретного сооружения, установленного по испытаниям или проектным данным, вводят коэффициент надежности по назначению  $f_{i,\alpha,d}/\gamma_n$ .

### 7.3. Поверочные расчеты деревянных конструкций

Поверочные расчеты деревянных элементов производят с применением коэффициентов условий работы, учитывающих влажность древесины, длительность действия нагрузки, высоту сечения более 0,5 м, толщину слоев клееных конструкций, особенность работы гнутых элементов и другое, в соответствии с [9].

Поверочные расчеты эксплуатируемых деревянных элементов следует производить с учетом дефектов и повреждений, ослабляющих поперечное сечение, из условий:

- на растяжение  $\sigma_{t,0,d} = N_d / A_{\text{inf}} \leq f_{t,0,d}$  (7.3)

(при расчете площади поперечного сечения элемента *netto*  $A_{\text{inf}}$  ослабления сечения, расположенные на участке длиной до 0,2 м принимаются совмещенными в одном сечении);

- на сжатие:
  - по прочности

$$\sigma_{c,0,d} = N_d / A_{\text{inf}} \leq f_{c,0,d}, \quad (7.4)$$

- по устойчивости (при  $\lambda \geq 35$ )

$$\sigma_{c,0,d} = N_d / k_c A_d \leq f_{c,0,d}, \quad (7.5)$$

где  $k_c$  – коэффициент продольного изгиба;  $A_d$  – расчетная площадь поперечного сечения, принимаемая равной:

- а) площади сечения *brutto*  $A_{\text{sup}}$ , если ослабления не выходят на кромки и их площадь не превышает 25 %,
- б) площади сечения *netto*  $A_{\text{inf}}$  с коэффициентом 4/3, если ослабления не выходят на кромки и площадь ослабления превышает 25 %,
- в) площади сечения *netto*  $A_{\text{inf}}$ , если ослабления выходят на кромки.

В случае несимметричного ослабления, выходящего на кромки, расчет деревянного элемента производится как внецентренно нагруженного.



Для изгибаемых элементов условие прочности имеет вид

$$\sigma_{m,d} = M_d / W_{\text{inf}} \leq f_{m,d}. \quad (7.6)$$

Момент сопротивления сечения с ослаблением принимается по сечению *netto*. В случае ослаблений сечений, расположенных на участке до 0,2 м, их также принимают совмещенными в одном сечении.

#### **7.4. Обследование оснований и фундаментов реконструируемых зданий**

В результате обследования выявляется состояние грунтов основания и фундаментов, характер и величины их осадок за период эксплуатации.

*Сбор исходных данных* включает в себя изучение сведений по истории возведения здания или сооружения, проектной документации, материалов инженерно-геологических изысканий прошлых лет, имеющих дефектов и повреждений осадочного происхождения в близлежащих строительных объектах, материалов инженерных мероприятий, проводимых в пределах площадки или района.

Предварительная оценка состояния оснований и фундаментов производится по состоянию надземных конструкций, по характеру развития осадок во времени, наличию повреждений, возникших при неравномерной осадке здания.

В процессе *предварительного обследования* устанавливаются:

- состояние отмостки по периметру здания;
- функционирование дренажной системы, места утечки воды;
- изменения в планировке близлежащей территории, наличие в непосредственной близости от здания выработок, траншей, а также сооружений, вызывающих дополнительную пригрузку основания (пристройки, насыпи и т. д.).

В процессе предварительного обследования намечаются места откопки шурфов, бурения скважин.

При *детальном обследовании* основания определяют физико-механические характеристики грунтов полевыми или лабораторными методами согласно действующим стандартам. Исследованию подлежат грунты *сжимаемой толщи*, находящиеся как в естественном состоянии за пределами контура существующего фундамента, так и под его подошвой. В шурфах и скважинах определяют уровень грунтовых вод, степень их агрессивности по отношению к материалам подземных конструкций.

При сохранившихся материалах инженерно-геологических изысканий прошлых лет допускается ограничиваться исследованием физико-механических свойств грунта на уровне подошвы фундамента, если:

- реконструируемое здание относится ко II или III степени ответственности;
- не имеет повреждений от неравномерных осадок;
- средняя стабилизированная осадка не превышает 50 % от предельной.

В процессе обследования фундаментов в шурфах определяют прочностные характеристики материала фундамента, наличие дефектов и повреждений, а также, при необходимости, физико-механические характеристики грунтов основания.

В соответствии с [10] в зависимости от цели обследования основания и фундаментов строительных сооружений виды и объемы работ могут определяться по табл. 7.1.

Таблица 7.1

Цель обследования	Виды, объемы и характеристика работ
1. Не предполагается увеличение нагрузок и замена несущих конструкций сооружения	2-3 контрольных шурфа на сооружение. Глубина шурфа – 0,5 м ниже подошвы фундамента, площадь сечения шурфа: не менее 1,25 м <sup>2</sup> при глубине заложения фундамента $d_1 < 2,5$ м, не менее 2,5 м <sup>2</sup> – при $d_1 > 2,5$ м.  Расположение шурфов: в местах обнаруженных дефектов, на участках с наибольшей нагрузкой на основание.  Виды работ: установление износа и физико-механических характеристик материалов фундаментов, определение физико-механических характеристик грунтов основания
2. Предполагается увеличение нагрузок, замена несущих конструкций, наличие оснований III категории сложности, существенные деформации основания и конструкций, изменение функционального назначения сооружения	Бурение (не менее 3-х скважин) и отрывка шурфов по п. 1 настоящей таблицы.  Расположение шурфов: дополнительно в местах наибольших деформаций и устройства новых опор.  Цель: определение границ ослабления грунта и дефектов в конструкциях фундаментов.  Виды работ: исследование грунтов, воды и материалов фундамента по п. 1 лабораторными и полевыми методами, выполнение обмерочных чертежей и поверочных расчетов
3. Установление мест утечек и причин появления воды или сырости в сооружении	Обследование гидроизоляции, отмостки, исследование грунтов.  Виды работ: визуальное обследование, бурение, зондирование, отрывка шурфов (не менее одной скважины, шурфа или 3-х точек зондирования); испытание водоносных коммуникаций

## 7.5. Поверочные расчеты оснований и фундаментов

Уточнение технического состояния оснований и фундаментов и решение о необходимости усиления производят на основании поверочных расчетов, выполненных по двум группам предельных состояний.

I группа – проверка прочности конструкций фундамента, несущей способности основания.

II группа – расчет дополнительной осадки здания, в т.ч. неравномерной в изменившихся условиях.

Проверку несущей способности грунтов основания рекомендуется производить в следующих случаях:

- на основание предполагается передать значительные горизонтальные нагрузки;
- фундаменты в результате изменения планировки прилегающей территории (откопка котлованов, траншей) будут находиться на бровке откоса;
- увеличение нагрузки на основание, сложенное слабыми водонасыщенными глинистыми или заторфованными грунтами, при  $S_r \geq 0,8$  и  $c_v \geq 1 \cdot 10^7$  см<sup>2</sup>/год;
- пригрузка основания с различных сторон фундамента неодинакова, причем интенсивность большей из них превышает расчетное сопротивление  $R$ .

Расчет по второй группе предельных состояний (по деформациям) для оснований реконструируемых зданий производится во всех случаях, когда в изменившихся условиях может произойти дополнительная осадка. Расчет по деформациям в соответствии с [10] производится из условия

$$S \leq S_u. \quad (7.7)$$

Осадки основания рассчитывают с учетом ограничения давления  $p$  под подошвой фундамента, а также по кровле слабого подстилающего слоя расчетным сопротивлением грунта  $R$  из условия

$$p \leq R. \quad (7.8)$$

При этом если деформации основания реконструируемого здания полностью стабилизировались, то расчет осадки производят только от дополнительной нагрузки. Дополнительные осадки  $S_{ad}$  согласно [17] не должны превышать 40 % (для оснований простых и средней сложности) и 30 %

(для сложных оснований) их предельно допустимых значений  $S_u$ , принимаемых для нового строительства. При анализе неравномерных деформаций учитывают и деформации, произошедшие до реконструкции.

Расчетное сопротивление грунтов основания эксплуатируемого здания допускается определять с учетом произошедшего за период эксплуатации обжатия грунтов длительно действующей нагрузкой [16].

$$R_t = R \cdot K_R, \quad (7.9)$$

где  $K_R$  – коэффициент, учитывающий изменение прочностных свойств грунта под подошвой фундамента за период эксплуатации, принимается в зависимости от отношения среднего дополнительного давления под подошвой до реконструкции  $p_o$  к расчетному сопротивлению грунта  $R$  по табл. 7.2.

Таблица 7.2

$p_o/R$	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0
$K_R$	1,5	1,45	1,41	1,35	1,31	1,25	1,21	1,15	1,1	1,05	1

Формула (7.9) справедлива для оценки расчетного сопротивления грунта под подошвой фундаментов реконструируемых зданий и сооружений, если срок их эксплуатации составляет не менее: для песчаных грунтов – 3-х лет, для супесей и суглинков – 5-ти лет, для глин – 8-ми лет.

Увеличение расчетного сопротивления грунта не производится в следующих случаях:

- осадки не стабилизировались;
- здание имеет повреждения, свидетельствующие о неравномерной осадке;
- основание сложено заторфованными и водонасыщенными грунтами;
- прочностные характеристики грунта определялись по образцам, отобраным под подошвой.

Снижение сжимаемости грунта, обжатого длительно действующей нагрузкой для зданий III степени ответственности, претерпевших равномерные осадки, величина которых составляет не более 50 % предельной, допускается учитывать путем введения повышающего коэффициента  $K_E = 1,3$  к значению модуля деформаций, определенного для грунта в естественном состоянии [23]:

$$E_t = E \cdot K_E. \quad (7.10)$$

Обжатие учитывается на глубине не более ширины подошвы фундамента.

## Вопросы для самоконтроля

### *Оценка состояния деревянных конструкций*

1. Назовите основные причины загнивания и поражения грибами деревянных конструкций.
2. Приведите примеры дефектов и повреждений, снижающих прочность и жесткость деревянных конструкций.
3. Как установить расчетное сопротивление древесины для поверочных расчетов, эксплуатируемых деревянных конструкций, при наличии проектных данных о сорте и породе древесины?
4. Как установить расчетное сопротивление древесины для поверочных расчетов, эксплуатируемых деревянных конструкций при отсутствии проектных данных?
5. Каким образом в поверочных расчетах учитывается влияние на прочность фактической влажности древесины конструкции и длительности действия нагрузки?
6. Как производится проверка прочности на растяжение эксплуатируемых деревянных элементов с ослаблениями сечения?
7. Изложите методику проверки прочности на сжатие и устойчивости эксплуатируемых деревянных элементов с ослаблениями сечения.

### *Оценка состояния основания и фундаментов*

8. По каким признакам производится предварительная оценка состояния оснований и фундаментов?
9. Какие параметры основания устанавливаются при детальном обследовании?
10. При каких условиях в процессе детального обследования основания допускается ограничиваться исследованием физико-механических свойств грунта на уровне подошвы фундамента?
11. В каких случаях рекомендуется производить проверку несущей способности грунтов основания?
12. В каких случаях производится проверка осадки основания реконструируемых зданий?
13. При каких условиях расчет осадки основания реконструируемых зданий производится только от дополнительной нагрузки?
14. Каким образом в поверочных расчетах основания фундаментов учитываются произошедшее за период эксплуатации обжатие грунтов основания длительно действующей нагрузкой?
15. В каких случаях в поверочных расчетах основания не учитывается возможное увеличение расчетного сопротивления грунта основания от обжатия длительно действующей нагрузкой?
16. При каких условиях в расчете осадки основания реконструируемых зданий учитывается снижение сжимаемости грунта, обжатого длительно действующей нагрузкой?

## ТЕСТОВЫЙ КОНТРОЛЬ

После изучения первого раздела теоретического курса предусмотрен тестовый контроль в виде произвольной с применением ЭВМ выборки из общего количества вопросов (более 300) 36...40 вопросов и 3...5 ответов на каждый, один из которых верный. Тестирование проводится в компьютерном классе. Время, отводимое для выполнения теста, составляет 30 минут.

Изучение первого раздела теоретического курса считается успешным, если количество правильных ответов более 80 %. Система оценок приведена в таблице.

1	2	3	4	5
(0...30) %	(31...50) %	(51...60) %	(61...65) %	(66...70) %
6	7	8	9	10
(71...80) %	(81...85) %	(86...95) %	(96...97,5) %	(97,6...100) %

Пример теста:

1) Проектный срок службы строительных конструкций для I класса сооружений составляет:

а) более 30 лет; б) более 40 лет; в) более 60 лет; г) более 80 лет; д) более 90 лет.

2) Какой государственный орган призван независимо контролировать качество проектно-сметной документации, в т.ч. с целью предотвращения аварий?

а) государственная вневедомственная экспертиза; б) Госстройнадзор; в) Центр метрологии, стандартизации и сертификации продукции; г) Высшая аттестационная комиссия; д) «Белстройлицензия».

3) Слабоагрессивная среда снижает прочность материала в течение одного года:

а) более 5 %; б) более 30 %; в) не снижает; г) от 5 до 20 %; д) менее 5 %.

4) Какой из названных агрессивных газов нейтрализует щелочность бетона?

а) серный ангидрид; б) хлористый водород; в) углекислый газ; г) пары брома; д) сернистый ангидрид.

5) Какой из ниже перечисленных нефтепродуктов наиболее агрессивен к железобетону?

а) бензин; б) минеральное масло; в) дизельное топливо; г) керосин; д) ацетон.

б) Наиболее устойчивая к агрессивному воздействию конструктивная форма поперечного сечения стальных элементов:

а) прямоугольное; б) квадратное; в) уголок; г) круглое; д) швеллер.

7) Характерные признаки эксплуатируемых железобетонных конструкций:

– на поверхности бетона отсутствуют дефекты, повреждения, раковины, поры, выбоины, трещины;

– антикоррозионная защита конструкций и закладных деталей находится в исправном состоянии;

– при вскрытии поверхность арматуры чистая;

– отсутствует нейтрализация бетона защитного слоя;

– прочность бетона не ниже проектной.

К какой категории технического состояния по результатам предварительного обследования относятся конструкции?

а) I категория; б) II категория; в) III категория; г) IV категория.

8) Визуальным признаком предаварийного состояния изгибаемых железобетонных конструкций являются трещины вдоль рабочей арматуры:

а) в средней трети пролета конструкции; б) в зоне анкеровки рабочей арматуры; в) в средней четверти пролета.

9) По какому нормативному документу производятся поверочные расчеты железобетонных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений, запроектированных по СНиП II-V.1-62\*?

а) по СНиП II-V.1-62\* «Бетонные и железобетонные конструкции»; б) по СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции»; в) по СНиП 2.03.01-84\* «Бетонные и железобетонные конструкции»; г) по СНБ 5.03.01-02 «Бетонные и железобетонные конструкции»; д) по любому из ранее действовавших документов.

10) Как в поверочных расчетах железобетонных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений учитывается наличие продольных трещин в зоне анкеровки арматуры?

а) повышающим коэффициентом к расчетному сопротивлению арматуры; б) понижающим коэффициентом к расчетному сопротивлению арматуры; в) понижающим коэффициентом к расчетному сопротивлению бетона; г) не учитывается.

11) Какой процент площади (линейного размера, количества) в элементе (группе, на участке или в здании в целом) занимают дефекты (повреждения), относящиеся к массовым?

а) свыше 10 %; б) до 20 %; в) свыше 30 %; г) свыше 40 %; д) до 40 %.

12) В каких случаях допускается не производить поверочный расчет железобетонных конструкций по предельным состояниям второй группы?

а) если прогибы и ширина раскрытия трещин меньше предельно допустимых, а новые нагрузки превышают действующие на момент обследования; б) если прогибы и ширина раскрытия трещин меньше предельно допустимых, а новые нагрузки не превышают действующие на момент обследования; в) если прогибы меньше предельно допустимых, трещины отсутствуют, а новые нагрузки превышают действующие на момент обследования.

13) Расчетное сопротивление арматуры растяжению при отсутствии проектных данных и невозможности отбора образцов допускается назначать в зависимости от профиля арматуры. Если профиль на поверхности арматуры в виде «елочки», – какому значению принимается равным расчетное сопротивление арматуры растяжению?

а) 155 МПа; б) 245 МПа; в) 295 МПа; г) 315 МПа.

14) Чему равен критерий аварийности при внезапной, хрупкой схеме разрушения железобетонной конструкции эксплуатируемого здания, находящегося в предаварийном состоянии?

а) более 1,3; б) более 1,15; в) менее 1,3; г) равен 1,3.

15) Из какого общего условия метода предельных состояний производится расчет прочности бетонных и железобетонных элементов, если  $S_d$  – внутреннее усилие, вызванное расчетным воздействием;  $R_d$  – предельное расчетное усилие, которое способна воспринять конструкция?

а)  $S_d \geq R_d$ ; б)  $S_d \leq R_d$ ; в)  $S_d > R_d$ ; г)  $S_d \leq 1,35R_d$ .

16) Чему равен общий коэффициент безопасности при нелинейных расчетах железобетонных конструкций?

а) 1,5; б) 1,35; в) 1,3; г) 1,15.

17) В каких случаях для железобетонных элементов допускается применять альтернативную модель расчета прочности по нормальному сечению с прямоугольной диаграммой распределения напряжений в пределах эффективной высоты сжатой зоны сечения?

а) при расчетах сечений симметричной формы и несимметрично действующими (относительно плоскости симметрии сечения) усилиями; б) при расчетах сечений симметричной формы и усилиями, действующими в плоскости симметрии, а также с арматурой, распределенной по высоте сечения; в) при расчетах сечений симметричной формы и усилиями, действующими в плоскости симметрии, а также с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой граней конструкции; г) при расчетах сечений несимметричной относительно плоскости приложения усилий формы с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой граней конструкции.



18) По какому условию выполняется поверочный расчет железобетонных элементов по раскрытию трещин?

а)  $a_k \leq a_{\text{lim}}$ ; б)  $\varepsilon_k \leq \varepsilon_{\text{lim}}$ ; в)  $w_k \leq w_{\text{lim}}$ ; г)  $\sigma_k \leq \sigma_{\text{lim}}$ .

19) Какие из нижеприведенных конструкций имеют минимальные расчетные запасы прочности?

а) бетонные и железобетонные; б) металлические; в) каменные и армокаменные; г) деревянные.

20) Чем, как правило, лимитируются металлические конструкции, работающие на сжатие?

а) прочностью; б) жесткостью; в) трещиностойкостью; г) устойчивостью.

21) В каких случаях при отсутствии рабочих чертежей допускается не производить испытания металла конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений?

а) если напряжения в конструкции не превышают 165 МПа при действующих на момент обследования нагрузках; б) если конструкция эксплуатируется не менее 3-х лет; в) если конструкция эксплуатируется не менее 3-х лет и напряжения в элементах не будут превышать 165 МПа при расчетных температурах выше минус 30°C; г) если конструкция эксплуатируется при расчетных температурах выше минус 30°C.

22) Характерные визуальные признаки места излома после разрушения стальных элементов: наличие «шейки» и матовый, волокнистый излом. Какой характер разрушения стального элемента?

а) пластический; б) хрупко-пластический; в) хрупкий.

23) Укажите верное распределение стали по порогу хладостойкости в зависимости от степени раскисления (от более хладостойкой к менее хладостойкой).

1. кипящая	1. спокойная	1. полуспокойная
а) 2. полуспокойная; б) 2. полуспокойная; в) 2. кипящая		
3. спокойная	3. кипящая	3. спокойная

24) Какое положение трещин на фасаде кирпичного здания свидетельствует о наличии слабого грунта под средней частью здания?

а) наклонные трещины, расходящиеся кверху; б) наклонные трещины, расходящиеся к низу; в) вертикальные трещины, раскрывающиеся в большей степени вверху здания; г) горизонтальные трещины.

25) Укажите признак, характеризующий предаварийное состояние каменных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений.

а) осадочные трещины раскрытием более 2 мм, пересекающие более 8 рядов кладки; б) силовые трещины раскрытием более 1 мм, пересекающие более 4-х рядов кладки; в) осадочные трещины раскрытием более 4 мм, пересекающие более 12 рядов кладки; г) силовые трещины раскрытием более 2мм, пересекающие более 8 рядов кладки.

26) Каким образом в поверочных расчетах каменных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений учитывается наличие вертикальных трещин силового происхождения, пересекающих более 2-х рядов?

а) не учитывается; б) введением повышающего коэффициента к расчетному сопротивлению кладки; в) введением понижающего коэффициента к расчетному сопротивлению кладки.

27) На какую величину глубины заделки смещение конструкций перекрытий кирпичных зданий считается предаварийным?

а) более 1/2; б) более 1/3; в) более 1/5; г) более 20мм.

28) Как определяется расчетное сопротивление каменной кладки эксплуатируемых зданий и сооружений при наличии проектных данных о марке кирпича и марке раствора?

а) теоретическим расчетом; б) по СНиП II-22-81 «Каменные и армокаменные конструкции»; в) путем визуального осмотра; г) по СНиП 2.01.07 «Нагрузки и воздействия».

29) Чему равен коэффициент запаса прочности (отношение усилия, соответствующего фактической прочности каменной кладки, к действующему усилию), характеризующий предаварийное состояние неармированной кирпичной кладки?

а) менее 1,3; б) менее 1,7; в) менее 1,5; г) более 1,5.

30) Назовите основную причину загнивания и поражения грибами деревянных конструкций.

а) повышенная возгораемость; б) повышенная влажность; в) пониженная прочность; г) чрезмерная вентиляция помещений.

31) Какая площадь поперечного сечения деревянного растянутого элемента используется в поверочных расчетах на прочность?

а) *brutto* (без учета ослаблений в сечении); б) *netto* (с учетом совмещения в сечении ослаблений, расположенных на участке длиной до 0,2 м); в) *brutto* (без учета ослаблений в сечении), если площадь ослабления не превышает 25 %; г) *brutto* (без учета ослаблений в сечении), если ослабления не выходят на кромки.

32) В процессе предварительного обследования выявлено разрушение отмостки в отдельных местах по периметру эксплуатируемого здания. К каким последствиям для здания это может привести?

а) к уменьшению осадок здания; б) к улучшению физико-механических характеристик грунтов основания здания; в) к неравномерной осадке здания; г) без последствий для здания.

33) На какую глубину подлежат исследованию грунты основания фундамента при детальном обследовании основания и фундамента эксплуатируемого здания?

а) на глубину залегания подошвы фундамента; б) до уровня грунтовых вод; в) на глубину сжимаемой толщи; г) на глубину 2 м от поверхности земли; д) на глубину 2 м от нулевой отметки здания.

34) В каком случае производится поверочный расчет осадки основания фундамента реконструируемого здания?

а) уменьшается нагрузка на основание; б) глубина заложения подошвы фундамента больше глубины промерзания грунта; в) если в изменившихся условиях может произойти дополнительная осадка; г) глубина заложения подошвы фундамента больше глубины уровня грунтовых вод.

35) Какое влияние на расчетное сопротивление грунтов основания эксплуатируемого здания может оказывать обжатие их длительно действующей нагрузкой, составляющей более 80 % от расчетного сопротивления?

а) уменьшать расчетное сопротивление грунтов основания; б) увеличивать расчетное сопротивление грунтов основания; в) не влияет на расчетное сопротивление грунтов основания.

36) В каком случае в поверочных расчетах основания реконструируемых зданий не учитывается возможное увеличение расчетного сопротивления грунтов основания от обжатие их длительно действующей нагрузкой и учета сниженных (по сравнению с предельными) деформационных свойств грунтов основания?

а) прочностные характеристики грунта определялись по образцам, отобранным под подошвой; б) увеличивается нагрузка на основание; в) уменьшается нагрузка на основание; г) осадки здания стабилизировались.

## Раздел II

# ПРОЕКТИРОВАНИЕ УСИЛЕНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

## Тема 8. УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ УВЕЛИЧЕНИЕМ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ В РАСТЯНУТОЙ ЗОНЕ

### 8.1. Классификация методов усиления железобетонных конструкций

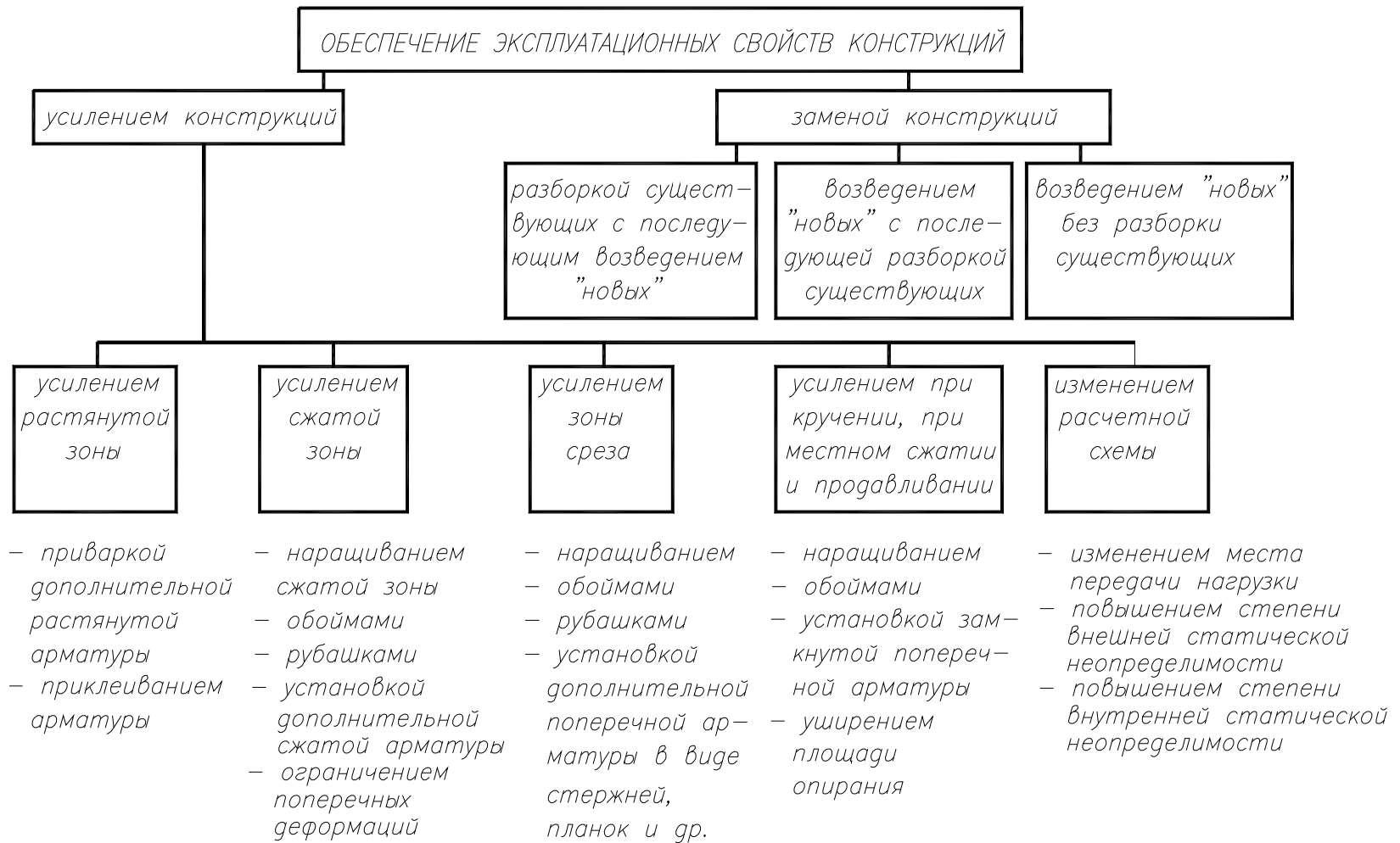
Усиление конструкций достаточно дорогое и трудоемкое мероприятие. В ряде случаев имеется возможность обеспечить дальнейшую надежную эксплуатацию строительных конструкций без усиления путем *изменения условий их работы*: уменьшением постоянных и временных нагрузок (например, заменой тяжелых утеплителей на легкие, перекрытий, кровельных настилов); уменьшением грузоподъемности кранов, если это возможно по условиям эксплуатации, или ограничением их сближения; уменьшением вибрации путем применения эффективной виброизоляции и т. д.

При невозможности обеспечения надежной работы конструкций изменением условий их эксплуатации для восстановления проектных эксплуатационных свойств, а также их повышения по сравнению с проектными, выполняется **усиление конструкций**.

В зависимости от цели расчет усиления железобетонных конструкций производят по условиям прочности, жесткости или трещиностойкости.

При проектировании усиления конструкции выбор способа производится после стадии поверочных расчетов, которыми устанавливается *вероятная схема ее разрушения*. В общем случае разрушение изгибаемых, внецентренно (центрально) сжатых и растянутых элементов происходит: по растянутой зоне, по сжатой зоне, в зоне среза от действия поперечных сил, по пространственному сечению от действия крутящего момента, местного смятия, отрыва и продавливания. **Усилению подлежит наиболее слабая зона конструкции**.

Известные методы усиления железобетонных конструкций для облегчения выбора в конкретных условиях наиболее эффективного условно классифицированы, исходя из предполагаемой схемы разрушения конструкции, подлежащей усилению. Классификация методов усиления приведена на рис. 8.1.



**Рис. 8.1. Классификация методов усиления железобетонных конструкций**

Усиление *растянутой зоны* конструкций производится увеличением площади поперечного сечения рабочей арматуры путем установки дополнительной арматуры с обеспечением ее совместной работы с усиливаемыми конструкциями.

Усиление *сжатой зоны* железобетонных конструкций производится увеличением поперечного сечения путем устройства наращивания, обойм, рубашек, установкой дополнительной сжатой арматуры, ограничением поперечных деформаций.

Усиление железобетонных конструкций в *зоне среза* на восприятие поперечных сил производится увеличением размеров поперечного сечения конструкций, установкой дополнительной поперечной арматуры в зоне среза с обеспечением совместной работы с усиливаемыми конструкциями.

Усиление конструкций на *восприятие крутящего момента* выполняется увеличением поперечного сечения элемента, его армирования, а также устройством стальных обойм, гильз и т. д.

Усиление конструкций *при местном сжатии и продавливании* производится уширением площади опирания.

В случае невозможности достижения требуемой степени повышения прочности путем усиления только одной зоны, а также при возможном разрушении железобетонных конструкций по двум и более зонам, применяется *комбинированное усиление* (двух и более зон) конструкций.

Отдельной группой выделены методы усиления, *изменяющие первоначальную расчетную схему* конструкций: *изменение места передачи нагрузки* на конструкцию; *повышение степени внешней статической неопределимости* введением дополнительных связей; *повышение степени внутренней статической неопределимости* устройством затяжек, распорок, шпренгелей, шарнирно-стержневых цепей. Эти методы позволяют эффективно повысить прочность железобетонных конструкций, но, как правило, уменьшают габариты помещений.

При усилении для эффективного включения в совместную работу дополнительных элементов следует стремиться к *максимальной разгрузке* конструкций. Если усиление железобетонных конструкций с целью повышения их прочности, жесткости и трещиностойкости производят под нагрузкой, все вышеперечисленные группы методов усиления эффективно выполнять с *предварительным напряжением* дополнительных элементов или связей (дополнительную арматуру и затяжки предварительно растягивают, распорки сжимают, дополнительные опоры подклинивают).

Сильно поврежденные конструкции (при разрушении более 50 % сечения сжатой зоны или 50 % площади рабочей арматуры) в большинст-

ве случаев целесообразно **заменять новыми**. Замена железобетонных конструкций может осуществляться: разборкой заменяемых конструкций с последующим возведением новых; возведением новых с временным использованием в качестве опалубки и последующей разборкой заменяемых конструкций или возведением новых конструкций без разборки существующих с выполнением мероприятий, предотвращающих их обрушение. При этом заменяющая конструкция рассчитывается на полную действующую нагрузку.

При выборе метода усиления конструкции в конкретных условиях необходимо учитывать приемлемость того или иного метода с точки зрения технического состояния усиливаемой конструкции, агрессивности, пожаро- и взрывоопасности среды, возможности достижения необходимой степени увеличения прочности, выполнения усиления без остановки производства, в минимальные сроки, с минимальным уменьшением габаритов помещения, технологичности и экономичности, эстетичности и др.

## **8.2. Усиление растянутой зоны железобетонных конструкций**

Усиление растянутой зоны производится *увеличением площади поперечного сечения рабочей арматуры* усиливаемой конструкции путем установки дополнительной арматуры в этой зоне *с обеспечением ее совместной работы с конструкцией*. Дополнительная арматура размещается в поперечном сечении усиленного элемента симметрично.

Совместная работа дополнительной арматуры с усиливаемой конструкцией обеспечивается:

- *приваркой к существующей арматуре;*
- *приклеиванием к бетону растянутой зоны.*

### **8.2.1. Обеспечение совместной работы дополнительной арматуры приваркой к существующей арматуре**

*Приварка* дополнительной растянутой арматуры к существующей арматуре усиливаемой конструкции в зависимости от состояния и толщины защитного слоя, а также возможности увеличения размеров поперечного сечения производится: непосредственно *нахлесточным соединением* с отбивкой защитного слоя по длине дополнительной арматуры (рис. 8.2, а); *с помощью коротышей* диаметром, превышающим толщину защитного слоя (рис. 8.2, б, в); *с помощью скоб* (рис. 8.2, г). После приварки в проектном положении дополнительная арматура обетонируется.

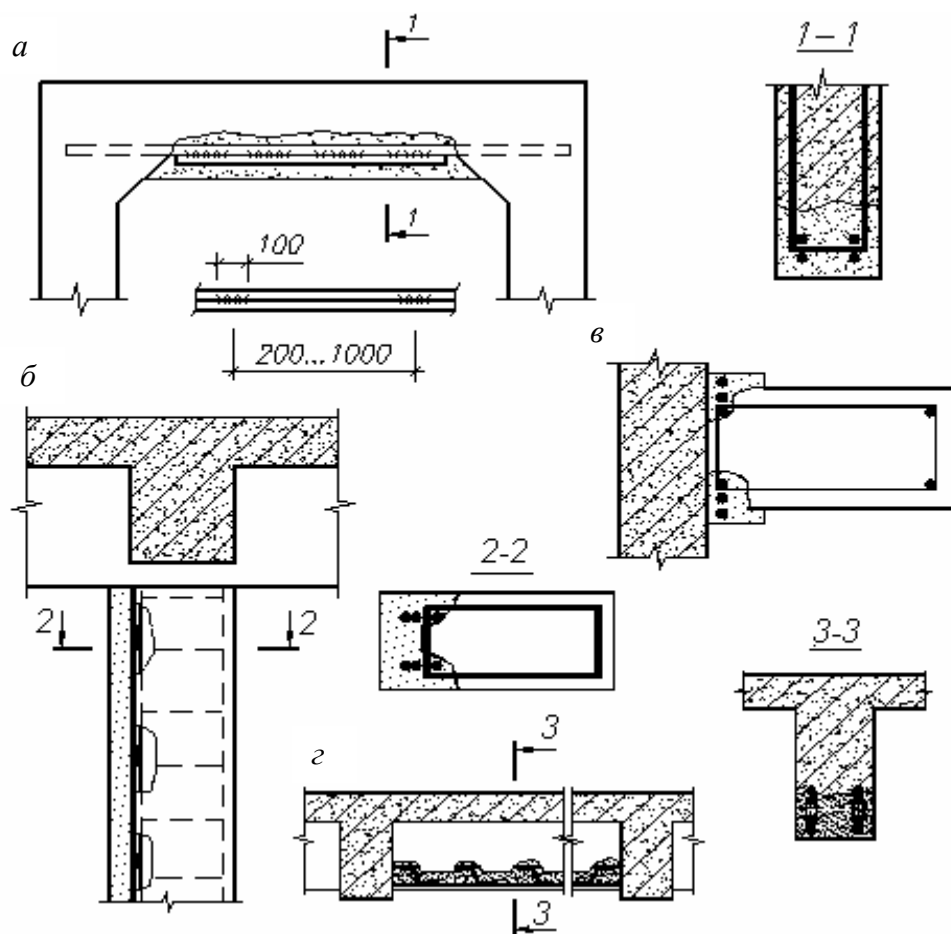


Рис. 8.2. Усиление растянутой зоны конструкций приваркой дополнительной арматуры: *а* – нахлесточным соединением; *б* – посредством коротышей со стороны растянутой зоны; *в* – посредством коротышей со стороны бокового защитного слоя; *г* – с помощью скоб

Приварка дополнительной арматуры к существующей предварительно напряженной арматуре, а также не заведенной за грань опоры на требуемую длину ненапряженной арматуре усиливаемой конструкции, не допускается.

Защитный слой бетона в местах приварки дополнительной арматуры, коротышей или скоб отбивается не менее чем на половину диаметра существующей арматуры. Существующая арматура в местах сварки должна быть очищена от ржавчины, пыли и других загрязнений до чистого металла.

В качестве дополнительной рабочей арматуры применяют стержневую арматуру периодического профиля или гладкую, а также прокатные профили.

Коротыши и участки соединения скоб из стержневой арматуры принимают длиной 50...200 мм и располагают по длине конструкции «вразбежку» с расстоянием между ними вдоль стержней не менее  $20\varnothing$ , где  $\varnothing$  – больший диаметр свариваемых стержней.



С целью уменьшения концентрации напряжений, охрупчивания металла и ослабления сечения при выполнении сварных швов не допускается наличие ожогов и подплавлений от дуговой сварки на поверхности рабочих стержней. Ожоги должны зачищаться абразивным кругом вдоль стержня. При усилении конструкции под нагрузкой приварку дополнительной арматуры осуществляют за два прохода симметрично в направлении от концов конструкции к середине. Приварку дополнительной арматуры к существующей арматуре усиливаемой конструкции, разгружаемой во время выполнения работ по усилению, допускается выполнять за один проход.

Приварка дополнительной арматуры к существующей арматуре усиливаемой конструкции без предварительного ее разгружения не допускается, если напряжения в рабочей арматуре наиболее неблагоприятного сечения конструкции превышают 85 % ее предела текучести. Напряжения в арматуре усиливаемой конструкции определяют при фактически действующих нагрузках, фактической прочности бетона и арматуры, площади поперечного сечения арматуры за вычетом сечения свариваемого стержня усиливаемой конструкции.

При усилении конструкции без разгрузки дополнительную арматуру целесообразно предварительно напрягать термическим, механическим или комбинированным термомеханическим способами. При *термическом* способе дополнительный стержень предварительно приваривают одним концом к существующей арматуре, затем нагревают стержень и приваривают его второй конец. При *электротермическом* способе для нагревания по стержню пропускают ток от сварочного трансформатора. Величина предварительного напряжения контролируется по удлинению стержня или температуре его нагрева. Необходимое удлинение дополнительного стержня определяется по формуле

$$\Delta l = \frac{\sigma_p l}{E_s}, \quad (8.1)$$

где  $\sigma_p$  – требуемое предварительное напряжение,  $l$  – длина стержня между внутренними концами сварных швов;  $E_s$  – модуль упругости арматуры.

Необходимую температуру нагрева дополнительной арматуры определяют по формуле

$$t_p = \frac{\sigma_p}{\alpha E_s} + t, \quad (8.2)$$

где  $\alpha = 0,0012$  – коэффициент температурного расширения для арматурной стали;  $t$  – температура окружающей среды в момент натяжения арматуры. Температура нагрева не должна превышать  $400^\circ\text{C}$ .

При *механическом* способе предварительного напряжения к дополнительному стержню, приваренному одним концом к существующей арматуре, с противоположного конца приваривают натяжное устройство в виде болта с гайкой, а к существующей арматуре приваривают упор в виде отрезка трубы с внутренним диаметром несколько большим диаметра болта. После закрепления концов дополнительная арматура приваривается к существующей по длине. После натяжения дополнительной арматуры натяжное устройство отрезают и используют повторно. Для создания предварительного натяжения возможно использование стяжной муфты, включенной в напрягаемый стержень.

Для облегчения натяжения механическим способом дополнительные стержни одновременно нагревают (*термомеханический* способ). Величина предварительного напряжения контролируется по удлинению стержня.

Величина предварительного напряжения дополнительной арматуры принимается в пределах

$$0,4f_{0.2k,ad} \leq \sigma_p \leq 0,9f_{0.2k,ad} \cdot \quad (8.3)$$

Максимальная величина предварительного напряжения для проволочной арматуры не должна превышать  $0,7f_{0.2k,ad}$ .

С целью уменьшения прогиба и повышения трещиностойкости усиливаемой конструкции величину предварительного напряжения дополнительной арматуры принимают максимальной.

Потери предварительного напряжения в дополнительной арматуре определяются по [8], как для конструкций с натяжением арматуры на бетон.

### **8.2.2. Обеспечение совместной работы дополнительной арматуры приклеиванием к бетону растянутой зоны**

При обеспечении совместной работы дополнительной арматуры и усиливаемой конструкции *приклеиванием* с помощью полимеррастворов (рис. 8.3) дополнительную листовую и профильную арматуру размещают на поверхности, а стержневую – в специально подготовленных пазах или в слое полимерраствора. Кроме того, дополнительная рабочая арматура может быть размещена в сборных железобетонных элементах усиления, приклеиваемых к растянутой зоне конструкции. В случае воздействия агрессивных сред, учитывая высокие защитные свойства полимеррастворов, целесообразно одновременно выполнять покрытия на поверхности усиливаемой конструкции. Стальные листы защищают огнезащитными и антикоррозионными составами. Дополнительную арматуру в растянутой зоне устанавливают по всей длине конструкции или на расчетную длину в соответствии с эпюрой внутренних усилий.

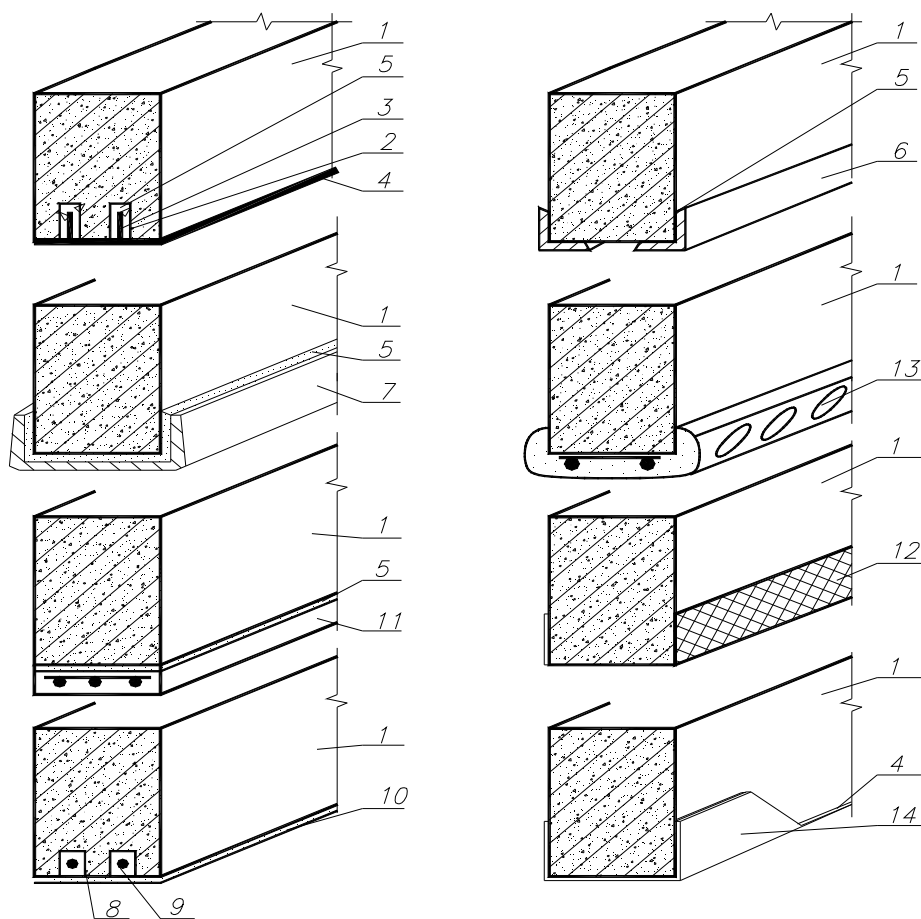


Рис. 8.3. Усиление растянутой зоны конструкции приклеиванием дополнительной арматуры: 1 – усиливаемая конструкция; 2 – шурф; 3 – анкер; 4 – листовая арматура; 5 – полимерраствор; 6 – уголок; 7 – швеллер; 8 – паз; 9 – стержневая арматура; 10 – обмазка из полимерраствора; 11 – сборный железобетонный элемент; 12 – стеклоткань; 13 – тонкий лист с выштамповками; 14 – анкерная пластина

Для повышения эффективности анкеровки дополнительной листовой арматуры применяют анкерные связи в виде отрезков стержневой арматуры периодического профиля, приваренных к листу и заанкеренных в предварительно высверленных в бетоне отверстиях, заполненных полимерраствором, или стальных листов, соединенных сваркой с дополнительной листовой арматурой и приклеенных по боковым граням усиливаемой конструкции.

При усилении растянутой зоны приклеиванием дополнительной арматуры целесообразна максимальная разгрузка усиливаемой конструкции или предварительное напряжение дополнительной арматуры.

В качестве дополнительной рабочей арматуры, приклеиваемой в растянутой зоне усиливаемой конструкции, применяют стержневую арматуру, арматурные канаты, листовой прокат толщиной 3...20 мм, прокатные про-

фили в виде швеллеров, уголков, а также неметаллическую арматуру на основе стеклянных, базальтовых, углеродных и других волокон.

Работы по усилению растянутой зоны конструкций приклеиванием дополнительной арматуры или сборных железобетонных элементов с дополнительной арматурой производят в следующей последовательности. Подготавливают склеиваемые поверхности элементов усиления и усиливаемой конструкции. Стальные листы с внутренней стороны очищают от ржавчины, окалины и обезжириваются ацетоном. Склеиваемые бетонные поверхности усиливаемой конструкции и сборного железобетонного элемента не должны иметь выступов, сколов ребер, жировых пятен, загрязнений и пыли. Поверхности, ранее подвергавшиеся воздействию агрессивных сред, промывают чистой водой и сушат. Если агрессивные среды были кислотными, то после промывки поверхности нейтрализуют щелочными составами и вновь промывают и сушат. При большом объеме работ поверхности подвергают пескоструйной очистке и обеспыливанию с помощью волосяных щеток и обдувкой сжатым, очищенным от масла и влаги, воздухом. Трещины инъецируют. Пазы для размещения стержневой арматуры нарезают с применением алмазного и твердосплавного механизированного инструмента. Затем элементы усиления устанавливают в проектное положение и фиксируют с помощью временных креплений (подпорок, хомутов, фиксаторов и т. п.).

Полимерраствор для замоноличивания стержневой арматуры в пазах и антикоррозионного покрытия поверхности наносят вручную, методом заливки или распыления. Полимерраствор в пазах между листовой арматурой или железобетонным сборным элементом вводят инъецированием через штуцер, ввинчиваемый в отверстие элемента усиления. При этом зазоры по периметру шва предварительно герметизируют полимерраствором того же состава с добавлением наполнителя.

При применении дополнительной арматуры в виде швеллеров перед установкой швеллера в проектное положение необходимое количество полимерраствора укладывают на внутреннюю поверхность профиля. Затем швеллер поднимают в проектное положение и притягивают к конструкции с помощью временных монтажных хомутов. Излишки полимерраствора выдавливаются в зазоры между боковыми гранями усиливаемой конструкции и полками профиля.

При усилении сборных многопустотных панелей перекрытия для размещения дополнительной арматуры используются пустоты. Дополнительная арматура может быть в виде отдельных стержней с фиксаторами

для обеспечения защитного слоя или каркасов. Дополнительную арматуру устанавливают в пустоты через отверстия, пробитые со стороны верхней или нижней грани плиты, а пустоты с помощью бетононасосов заполняют бетоном (рис. 8.4).

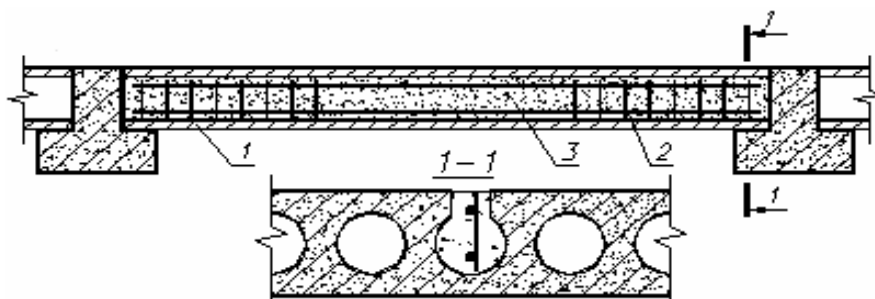


Рис. 8.4. Усиление многопустотных панелей перекрытия установкой дополнительной арматуры: 1 – плита; 2 – сварной каркас; 3 – бетон

С целью уменьшения расхода материалов при усилении многопустотных панелей дополнительная арматура может устанавливаться не по всей длине панели, а пустоты заполняться не на весь объем. Для этого по концам зоны усиления со стороны верхней или нижней грани плиты выполняют щели, на арматуру устанавливают фиксаторы, вводят арматуру в пустоты в средней зоне панели, устанавливают временные ограничительные пластины, через щели с помощью патрубков пустоты между ограничительными пластинами заполняют полимерраствором, после твердения которого, ограничительные пластины извлекают, а щели заделывают (рис. 8.5).

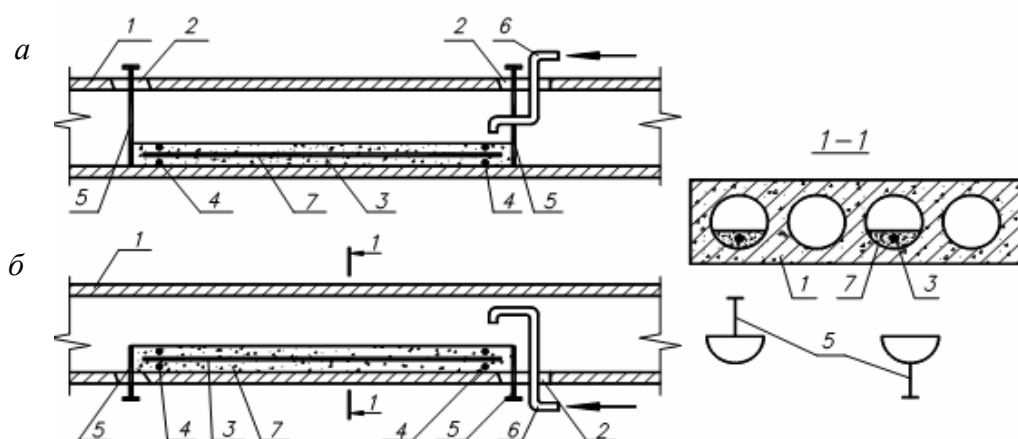


Рис. 8.5. Усиление растянутой зоны многопустотных панелей установкой дополнительной арматуры: *а* – при устройстве щелей сверху плиты; *б* – при устройстве щелей снизу плиты, 1 – усиливаемая плита, 2 – щель, 3 – дополнительная арматура, 4 – фиксатор, 5 – ограничительная пластина, 6 – патрубок, 7 – полимерраствор

Толщина слоя полимерраствора определяется из условия прочности контактного шва и должна быть не менее  $3\varnothing$ , где  $\varnothing$  – диаметр дополнительной арматуры.

В приопорных зонах усиливаемых сборных многопустотных панелей выполняют щели, устанавливают временные ограничительные пластины в виде круга диаметром, равным диаметру пустоты, с прорезью для арматуры. Затем монтируют арматурный стержень и бетонируют приопорные зоны пустот. После набора бетоном прочности арматуру натягают натяжными болтами, которые монтируют через отверстия со стороны нижней грани. При этом устанавливают опалубку под отверстиями со стороны нижней грани. Затем оставшееся пространство пустот заполняют бетонной смесью, после выдержки которой снимают опалубку и обрезают выступающие концы натяжных болтов (рис. 8.6).

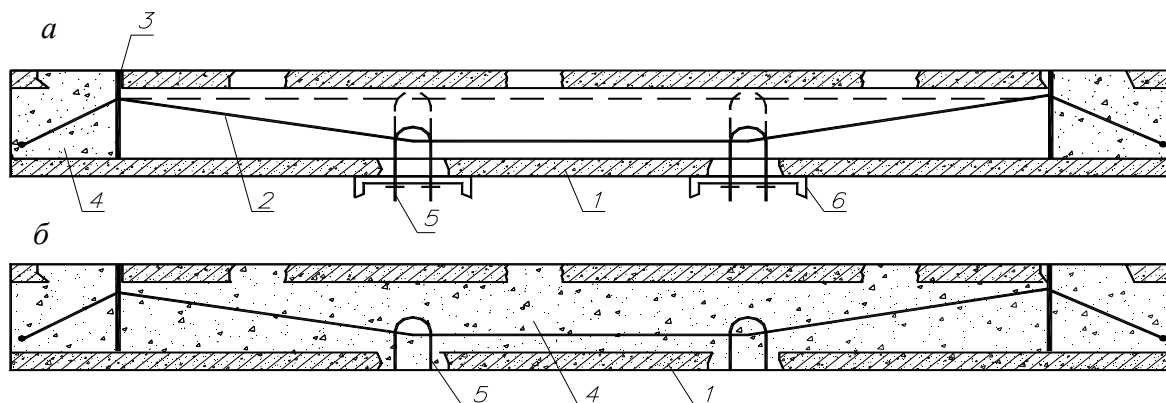


Рис. 8.6. Усиление сборных многопустотных плит предварительно напряженной арматурой: *а* – плиты в момент предварительного напряжения арматуры; *б* – усиленная плита, 1 – усиливаемая плита, 2 – дополнительная арматура, 3 – временная ограничительная пластина, 4 – бетон, 5 – натяжной болт, 6 – опалубка

Дополнительная арматура для усиления растянутой зоны сборных панелей может устанавливаться в расширенный шов между плитами с последующим бетонированием. При этом должна обеспечиваться совместная работа дополнительной арматуры с усиливаемыми панелями путем устройства насечки, шпонок на боковых гранях смежных плит, а также применением полимеррастворов с высокими адгезионными свойствами.

Сборные железобетонные элементы усиления (обычные и предварительно напряженные) должны быть запроектированы на нагрузки, действующие в период изготовления, транспортирования и монтажа в соответст-

вии с [8]. Класс бетона элементов усиления должен быть не ниже фактической прочности бетона усиливаемой конструкции. Толщина сборного железобетонного элемента с дополнительной арматурой принимается не менее 50 мм. Количество сборных железобетонных элементов, размещенных по ширине сечения усиливаемой конструкции, может быть один и более.

### 8.3. Расчет прочности

Расчет железобетонных элементов, усиленных установкой дополнительной арматуры в растянутой зоне, производится как элементов сплошного сечения (при условии обеспечения совместной работы) в соответствии с [8] в предположении, что *предельное состояние усиленных конструкций наступает одновременно с достижением существующей и дополнительной арматурой расчетных сопротивлений*.

При этом в расчете усиления, как и при поверочных расчетах конструкций до усиления, учитываются неисправляемые повреждения и дефекты (коррозия или обрывы арматуры, повреждения бетона в сжатой зоне и т.д.), а также возможные ослабления арматуры при сварке уменьшением на 15 % площади поперечного сечения существующей и дополнительной арматуры усиливаемых элементов, снижающих их прочность.

Расчет прочности конструкций с усиленной растянутой зоной производится из условий:

$$\begin{array}{l}
 \text{для изгибаемых} \\
 \text{для внецентренно растянутых} \\
 \text{для внецентренно сжатых}
 \end{array}
 \left. \begin{array}{l}
 M_{Sd} \\
 N_{Sd} \left[ e_0 - \left( h - y - \frac{x_{eff}}{2} \right) \right] \\
 N_{Sd} \left[ e_0 + \left( h - y - \frac{x_{eff}}{2} \right) \right]
 \end{array} \right\} \leq f_{yd} A_{s1} (d - 0,5x_{eff}) + \quad (8.4)$$

$$+ f_{yd,ad} A_{s1,ad} (d_{ad} - 0,5x_{eff}) + f_{yd} A_{s2} (0,5x_{eff} - c_1),$$

где  $h$  и  $y$  – соответственно высота сечения и расстояние от растянутой грани до центра тяжести сечения усиливаемой конструкции.

Высота сжатой зоны определяется из условий:

$$\begin{array}{l}
 \text{для изгибаемых} \\
 \text{для внецентренно растянутых} \\
 \text{для внецентренно сжатых}
 \end{array}
 \left. \begin{array}{l}
 0 \\
 N_{Sd} \\
 -N_{Sd}
 \end{array} \right\} = f_{yd} A_{s1} + f_{yd,ad} A_{s1,ad} - f_{yd} A_{s2} - f_{cd} b x_{eff}. \quad (8.5)$$

Расчетная схема представлена на рис. 8.7.

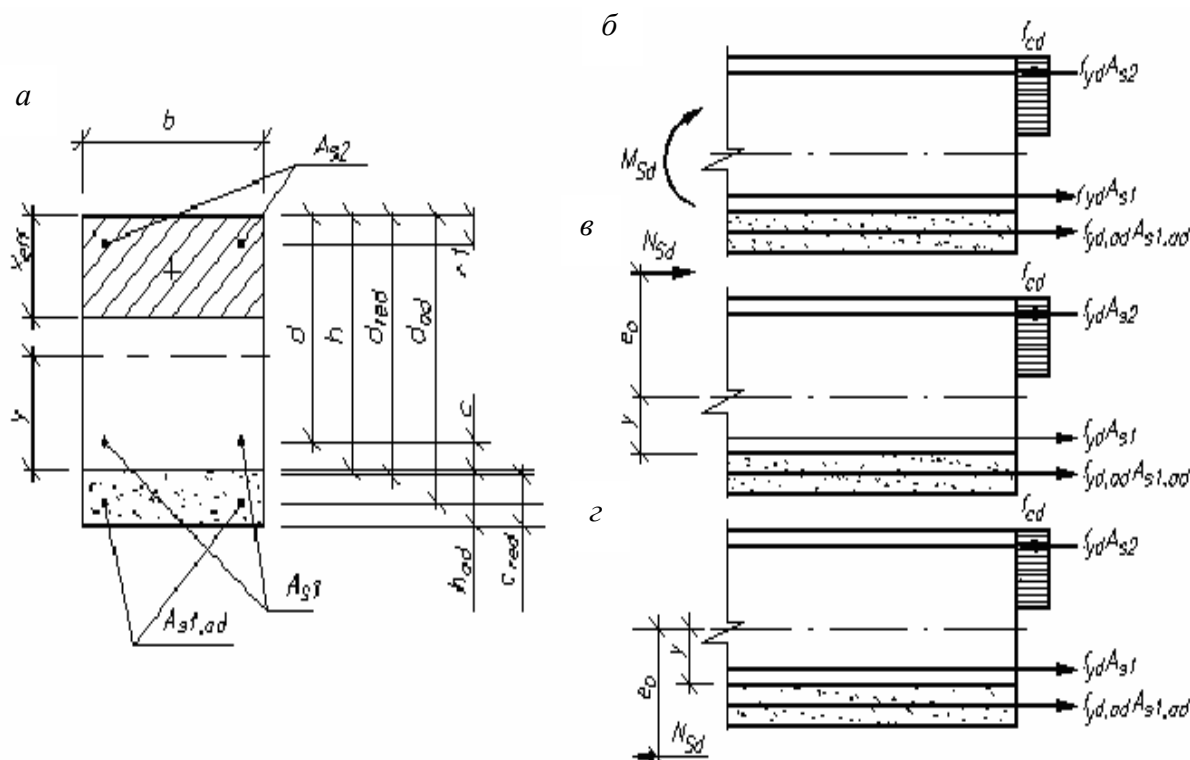


Рис. 8.7. Расчетная схема элементов с усиленной растянутой зоной:  
 а – поперечное сечение элемента; схема усилий в сечении элементов:  
 б – изгибаемых; в – внецентренно сжатых; г – внецентренно растянутых

При этом должно соблюдаться условие

$$x_{eff} \leq \xi_{lim} d_{red}, \quad (8.6)$$

где  $d_{red}$  – приведенная рабочая высота сечения определяется по формуле

$$d_{red} = \frac{d f_{yd} A_{s1} + d_{ad} f_{yd,ad} A_{s1,ad}}{f_{yd} A_{s1} + f_{yd,ad} A_{s1,ad}}, \quad (8.7)$$

если условие (8.6) не выполняется, то необходимо одновременно усиление сжатой зоны конструкции;

$\xi_{lim}$  – граничная относительная высота сжатой зоны сечения. При определении  $\xi_{lim}$  в соответствии с [8] напряжения в растянутой арматуре принимаются по арматуре (существующей или дополнительной) с более высоким расчетным сопротивлением.

Расчет прочности сечений элементов с усиленной растянутой зоной, имеющих полку в сжатой зоне, производится в зависимости от положения границы сжатой зоны.



Расчет центрально-растянутых элементов, усиленных приваркой дополнительной арматуры, производится из условия

$$N_{Sd} \leq f_{yd} A_s + f_{yd,ad} A_{s,ad} \quad (8.8)$$

В случае усиления растянутой зоны конструкций дополнительной арматурой без предварительного напряжения под нагрузкой, превышающей 65 % расчетной, расчет должен производиться по деформационной модели или к расчетному сопротивлению дополнительной арматуры вводится понижающий коэффициент  $\gamma_{s,ad} = 0,9$ .

При усилении растянутой зоны конструкций дополнительной арматурой необходимо выполнять проверку прочности зоны среза на действие увеличенной поперечной силы.

#### 8.4. Расчет прочности контактного шва в растянутой зоне

Длина анкеровки (контактного шва) существующей рабочей арматуры, к которой приваривают дополнительную арматуру, для сечения, в котором они учитываются с полным расчетным сопротивлением, определяется по [8] с учетом коэффициента

$$k_{bd} = \frac{f_{yd} A_{s1} + f_{yd,ad} A_{s1,ad}}{f_{yd} A_{s1}} \quad (8.9)$$

Расчет прочности контактного шва между элементами усиления и усиливаемой конструкцией (при обеспечении совместной работы приклеиванием) производится по сечению, нормальному к продольной оси конструкции, из условия

$$T_{Sd} \leq T_{Rd} \quad (8.10)$$

Сдвигающее усилие в контактном шве от внешней нагрузки в месте воздействия изгибающего момента  $M_{Sd}$  определяется из условия равновесия сил в сечении (рис. 8.8)

$$T_{Sd} = \frac{M_{Sd} - f_{sd} A_{s1} z}{z_{ad}} \leq f_{sd,ad} A_{s1,ad} \quad (8.11)$$

Предельное сдвигающее усилие, воспринимаемое контактным швом, определяется по формуле

$$T_{Rd} = f_{cd,sh} A_{sh} + \gamma_{an} \lambda f_{yd} \sum_{i=1}^n A_{ani} \quad (8.12)$$

где  $f_{cd,sh} = 1,58 f_{ctd}$  – расчетное сопротивление бетона срезу;  $A_{sh}$  – площадь контактного шва:  $A_{sh} = l_{sh} b$  – для листовой арматуры сборных желе-

зобетонных элементов;  $A_{sh} = l_{sh} (b_1 + 2h_1)$  – для стержневой арматуры, клеиваемой в пазах;  $b_1$ ,  $h_1$  – ширина и глубина паза;  $l_{sh}$  – расчетная длина контактного шва, принимается равной расстоянию от рассматриваемого нормального сечения до торца, уменьшенному с учетом возможного отклонения направления развития трещины на величину  $h$  (высота поперечного сечения элемента);  $\gamma_{an}$  – коэффициент условий работы анкера при сдвиге;

$f_{yd}$ ,  $\sum_{i=1}^n A_{ani}$  – расчетное сопротивление растяжению и суммарная площадь

поперечного сечения анкерных стержней на расчетной длине контактного шва  $l_{sh}$ ;  $\lambda$  – коэффициент, определяемый по формуле

$$\lambda = 4,75 \sqrt[3]{f_{cd}} / (1 + 0,15 A_{an}) \sqrt{f_{yd}} \leq 0,7. \quad (8.13)$$

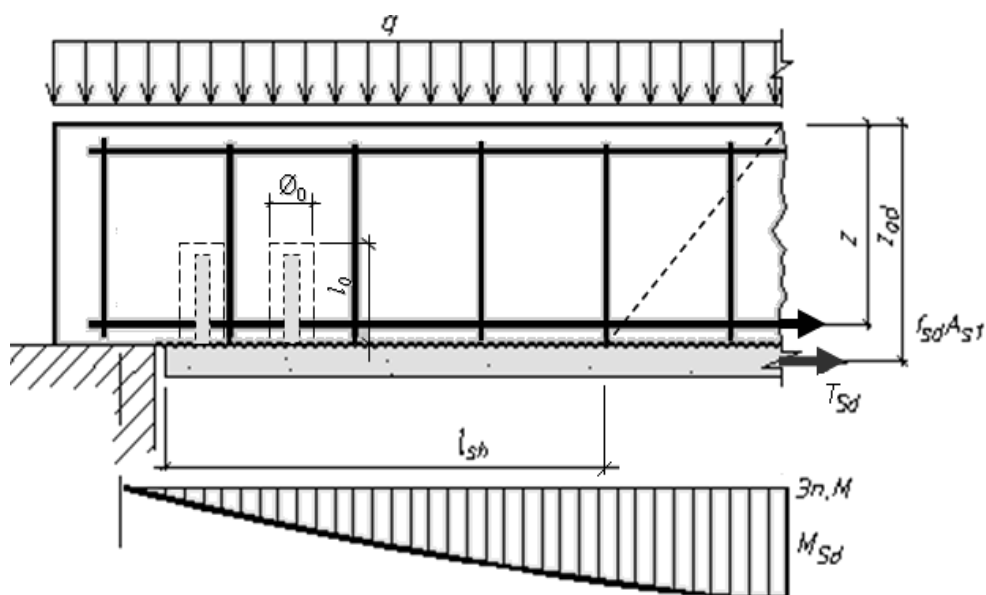


Рис. 8.8. Расчетная схема контактного шва

При комбинированной анкерровке дополнительной арматуры (приклеивание по контакту плюс анкеры)  $\gamma_{an} = 0,5$ . При обеспечении анкерровки дополнительной арматуры только за счет анкеров  $\gamma_{an} = 1$ .

Глубина и диаметр шурфа под анкер в усиливаемой конструкции подбирается в зависимости

$$\gamma_{an} \lambda f_{yd} \sum_{i=1}^n A_{ani} = \pi \Phi_0 l_0 f_{cd,sh}, \quad (8.14)$$

где  $\Phi_0$  и  $l_0$  – диаметр и глубина шурфа под анкер.

## Вопросы для самоконтроля

1. Приведите примеры обеспечения дальнейшей надежной эксплуатации конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений путем изменения условий их работы.
2. Каким требованиям должны удовлетворять железобетонные конструкции после усиления?
3. Каким образом устанавливается вероятная схема разрушения железобетонных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений?
4. Изложите условную классификацию методов усиления железобетонных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений.
5. В каких случаях применяется комбинированное (две и более зоны) усиление эксплуатируемых железобетонных конструкций?
6. Какими методами производится замена конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений?
7. Какие факторы следует учитывать при выборе метода усиления конструкции в конкретных условиях?
8. Каким образом, в общем случае, производится усиление растянутой зоны эксплуатируемых железобетонных конструкций?
9. Как обеспечивается совместная работа дополнительной арматуры с усиливаемой конструкцией?
10. Какими факторами определяется способ и как осуществляется приварка дополнительной арматуры к существующей при усилении растянутой зоны эксплуатируемых железобетонных конструкций?
11. Какая арматура используется в качестве дополнительной рабочей арматуры с приваркой ее к существующей при усилении растянутой зоны эксплуатируемых железобетонных конструкций?
12. В каких случаях приварка дополнительной арматуры к существующей арматуре усиливаемой конструкции без предварительного разгружения не допускается?
13. Какими методами осуществляется и как контролируется предварительное напряжение дополнительной арматуры при усилении железобетонных конструкций?
14. В каких пределах устанавливается величина предварительного напряжения дополнительной арматуры?
15. Приведите примеры усиления растянутой зоны железобетонных конструкций приклеиванием дополнительной арматуры.
16. Приведите примеры усиления растянутой зоны железобетонных многослойных панелей перекрытия установкой дополнительной арматуры.
17. Каким образом в расчете прочности по нормальному сечению усиленных железобетонных элементов учитываются неисправляемые дефекты и повреждения, а также возможные ослабления арматуры при сварке?
18. Изложите алгоритм расчета прочности по нормальному сечению усиленных в растянутой зоне железобетонных элементов.
19. Как производится проверка прочности контактного шва при усилении растянутой зоны эксплуатируемых железобетонных конструкций?

## Тема 9. УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ УВЕЛИЧЕНИЕМ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ В СЖАТОЙ ЗОНЕ

### 9.1. Общие положения

Усиление сжатой зоны железобетонных конструкций производится *увеличением ее поперечного сечения, установкой дополнительной сжатой арматуры, ограничением поперечных деформаций*, а также комбинированием названных методов.

При увеличении поперечного сечения усиливаемой конструкции совместная работа старого и нового бетона достигается устройством в старом бетоне *поперечных шпонок, насечки* или *дополнительными поперечными арматурными стержнями*, соединенными с арматурой усиливаемой конструкции.

Совместная работа дополнительной сжатой арматуры с усиливаемой конструкцией обеспечивается *приваркой* к существующей арматуре или *приклеиванием* к бетону сжатой зоны. После установки в проектное положение дополнительная арматура обетонируется или покрывается антикоррозионными и огнезащитными составами.

Увеличение поперечного сечения сжатой зоны усиливаемой конструкции производится устройством из бетона: *наращивания* (рис. 9.1), *рубашек* (рис. 9.2) или *обойм* (рис. 9.3).

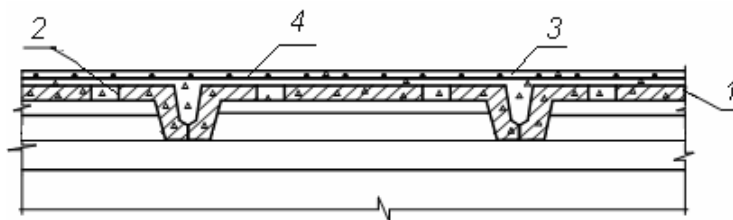


Рис. 9.1. Усиление сжатой зоны сборных плит наращиванием: 1 – усиливаемая плита, 2 – шпонки, 3 – бетон наращивания, 4 – арматура наращивания

**Наращивание** выполняется со стороны одной или двух граней усиливаемой конструкции. Применяется для усиления сжатой зоны плитных и балочных конструкций, крайних и угловых колонн зданий.

**Железобетонная рубашка** устраивается с трех сторон усиливаемой конструкции, когда отсутствует возможность охватить поперечное сечение со всех четырех сторон (крайние колонны, балки монолитного перекрытия, продольные ребра ребристых плит и т.п.). При устройстве рубашек следует обеспечивать анкеровку дополнительной поперечной арматуры со свободным концом путем ее приварки к арматуре усиливаемой конструкции или заанкериванием с помощью продольных стержней.

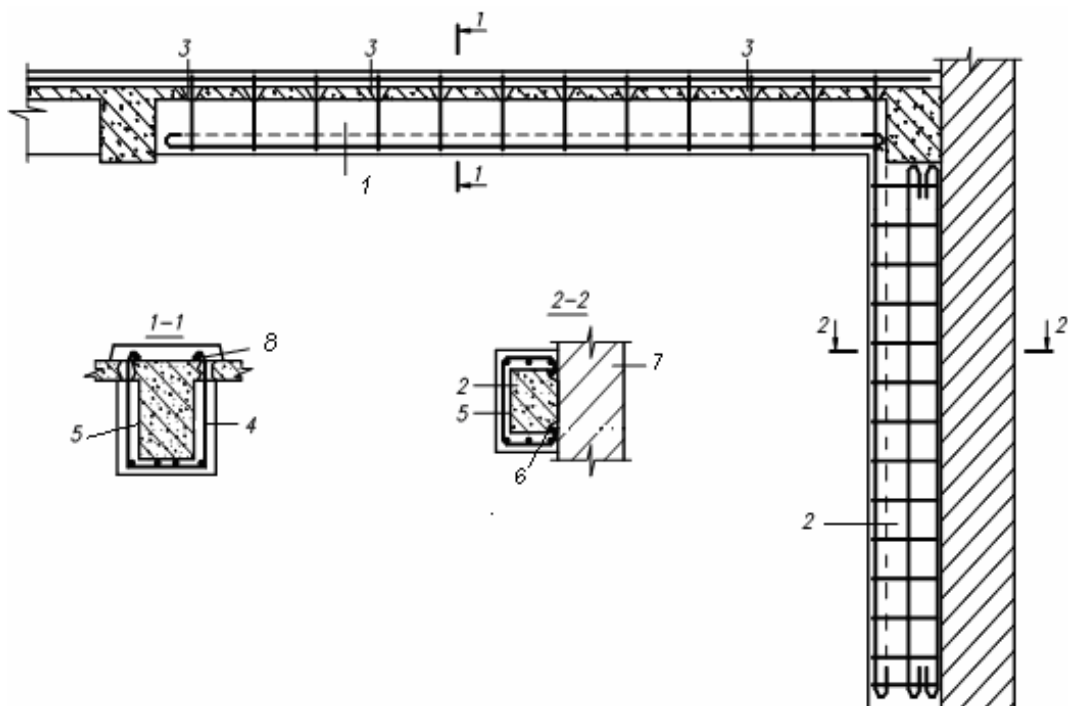


Рис. 9.2. Усиление монолитной балки и колонны железобетонной рубашкой:  
 1 – усиливаемая балка, 2 – усиливаемая колонна, 3 – отверстия в плите,  
 4 – поперечная арматура обоймы, 5 – насечка поверхности, 6 – оголенная  
 арматура колонны, 7 – наружная стена, 8 – анкерные стержни

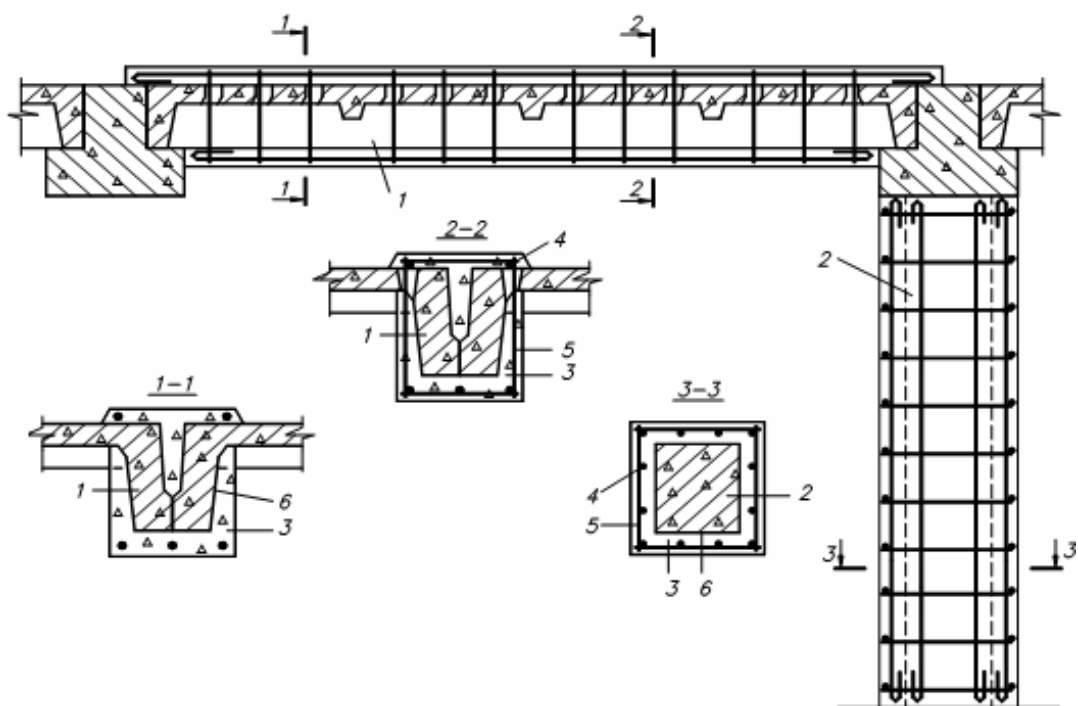


Рис. 9.3. Усиление ребристых плит и колонны железобетонной обоймой:  
 1 – усиливаемая плита, 2 – усиливаемая колонна, 3 – бетон обоймы, 4 – продольная  
 арматура обоймы, 5 – поперечная арматура обоймы, 6 – насечка поверхности

**Железобетонные обоймы** охватывают поперечное сечение усиливаемой конструкции со всех четырех сторон и рекомендуются для конструкций с малыми эксцентриситетами приложения сжимающих сил.

При увеличении поперечного сечения сжатой зоны минимальный процент продольного армирования рубашек или обойм составляет  $\rho_{\min} = 0,05\%$ . Поперечная арматура принимается диаметром не менее 6 мм и устанавливается с шагом

$$s \leq \begin{cases} 15\varnothing \\ 3t \\ 500\text{мм}, \end{cases}$$

где  $\varnothing$  и  $t$  – соответственно диаметр продольной арматуры и толщина обоймы (рубашки).

В местах возможной концентрации напряжений, а также по концам усиливаемой конструкции на длине  $l_{sh}$  (см. далее формулу (9.1)) шаг хомутов уменьшается вдвое.

*Толщина* наращивания, рубашек и обойм определяется расчетом и принимается с учетом условий укладки и уплотнения бетонной смеси. Минимальная толщина составляет:

- при укладке бетона вибрированием (крупность заполнителей не более 20 мм):

- для колонн – 80 мм,
- для боковых стенок балок – 60 мм,
- для плит перекрытий: сверху – 35 мм, снизу – 60 мм;

- при укладке бетона торкретированием:

- для колонн – 50 мм,
- для боковых стенок балок – 30 мм,
- для плит перекрытий снизу – 35 мм при крупности заполнителя не более 10 мм.

*Класс бетона* обойм, рубашек и наращивания рекомендуется принимать не ниже класса бетона усиливаемой конструкции и не ниже класса бетона в соответствии с [8] в зависимости от условий эксплуатации и характеристики окружающей среды.

Для усиления поврежденного участка устраивается *местная железобетонная обойма или рубашка* (рис. 9.4), которая должна выходить за пределы поврежденного участка на длину

$$l_{sh} \geq \begin{cases} 15t \\ l_{bd} \\ 2h \\ 400\text{мм}, \end{cases} \quad (9.1)$$

где  $t$  – толщина обоймы рубашки;  $l_{bd}$  – расчетная длина анкеровки арматуры обоймы или рубашки;  $h$  – больший размер поперечного сечения усиливаемой конструкции.

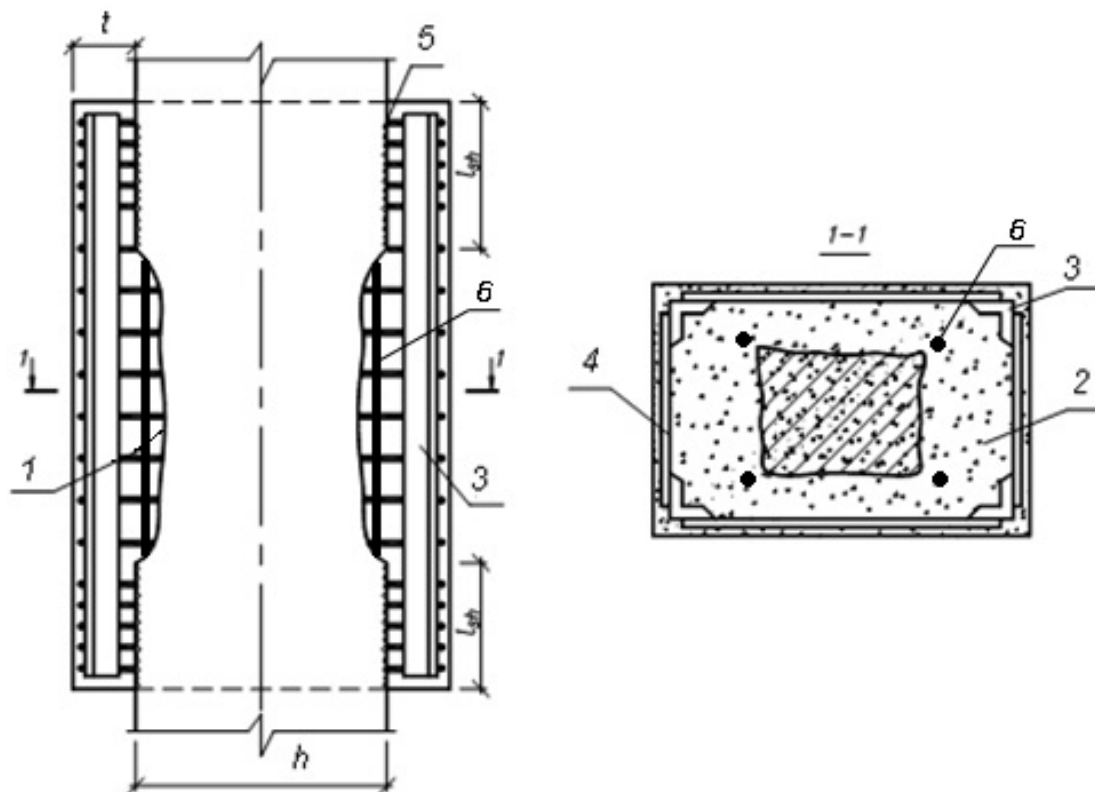


Рис. 9.4. Усиление поврежденного участка колонны местной железобетонной обоймой: 1 – поврежденный участок, 2 – бетон обоймы, 3 – уголок, 4 – соединительные стержни, 5 – насечка поверхности, 6 – оголенная арматура

Перед устройством наращивания, обойм, рубашек осуществляют *подготовку поверхности* усиливаемой конструкции: очищают от загрязнений и пыли, жировых пятен; выполняют насечку или поперечные шпонки с шагом не более 500 мм; промывают водой, сушат, смачивают перед бетонированием. При этом должно учитываться временное ослабление сечения сжатой зоны конструкции при насечке или устройстве шпонок.

Для улучшения сцепления нового бетона со старым, кроме насечки, для местной обоймы рекомендуется выполнять адгезионную грунтовку полимерраствором.

*Приварка дополнительной сжатой арматуры* к существующей арматуре усиливаемой конструкции (рис. 9.5) осуществляется аналогично растянутой арматуре (см. тему 8). Коротыши и участки соединения скоб в сжатой зоне располагаются по длине конструкции с шагом не более  $20\varnothing$  ( $\varnothing$  – диаметр дополнительной продольной арматуры) и не более 500 мм.

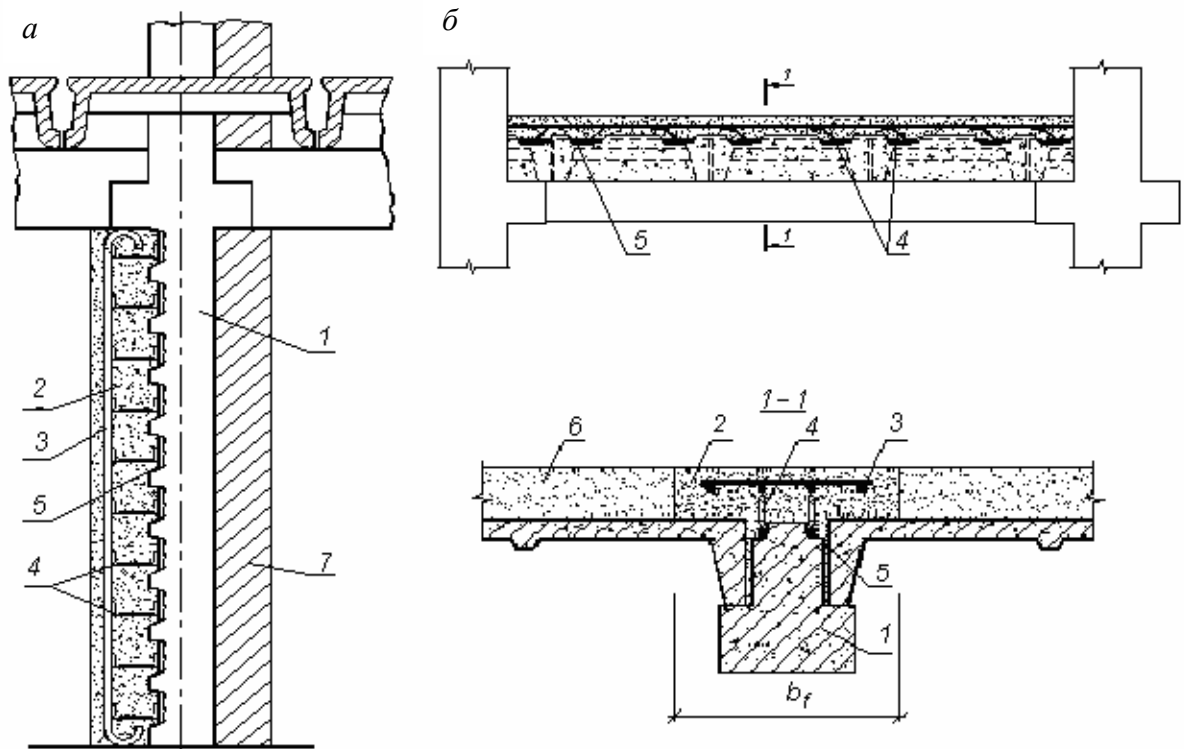


Рис. 9.5. Усиление сжатой зоны конструкций наращиванием с установкой дополнительной арматуры: *а* – крайней колонны; *б* – сборного ригеля; 1 – усиливаемая конструкция, 2 – бетон наращивания, 3 – дополнительная арматура, 4 – скобы, 5 – оголенная арматура, 6 – легкий бетон, 7 – наружная стена

При обеспечении совместной работы дополнительной сжатой арматуры с усиливаемой конструкцией *приклеиванием* с помощью полимеррастворов (рис. 9.6) работы производятся аналогично приклеиванию дополнительной арматуры в растянутой зоне с установкой по концам анкеров.

Усиление сжатых конструкций *путем ограничения поперечных деформаций* при  $x_{eff} \geq \xi_{lim} \cdot d$  производят установкой дополнительной косвенной спиральной или кольцевой арматуры, которую эффективно предварительно напрягать. Усиление косвенной арматурой при  $x_{eff} < \xi_{lim} \cdot d$  малоэффективно.

Шаг навивки спиралей или шаг колец – не более  $1/5$  диаметра сечения элемента и не более 100 мм. Спирали и кольца должны охватывать всю рабочую продольную арматуру.

С целью повышения эффективности работы и уменьшения потерь предварительного напряжения при натяжении перед выполнением спиральной обмотки или монтажом кольцевой арматуры сжатых конструкций



по граням или углам устанавливают дополнительные бетонные (рис. 9.7, *а*) или стальные (рис. 9.7, *б*) элементы с криволинейной поверхностью. После монтажа арматуры производят натяжение спиральной арматуры с помощью домкрата, а кольцевой – с помощью натяжных болтов. Для уменьшения силы трения при натяжении поверхность покрывают смазкой.

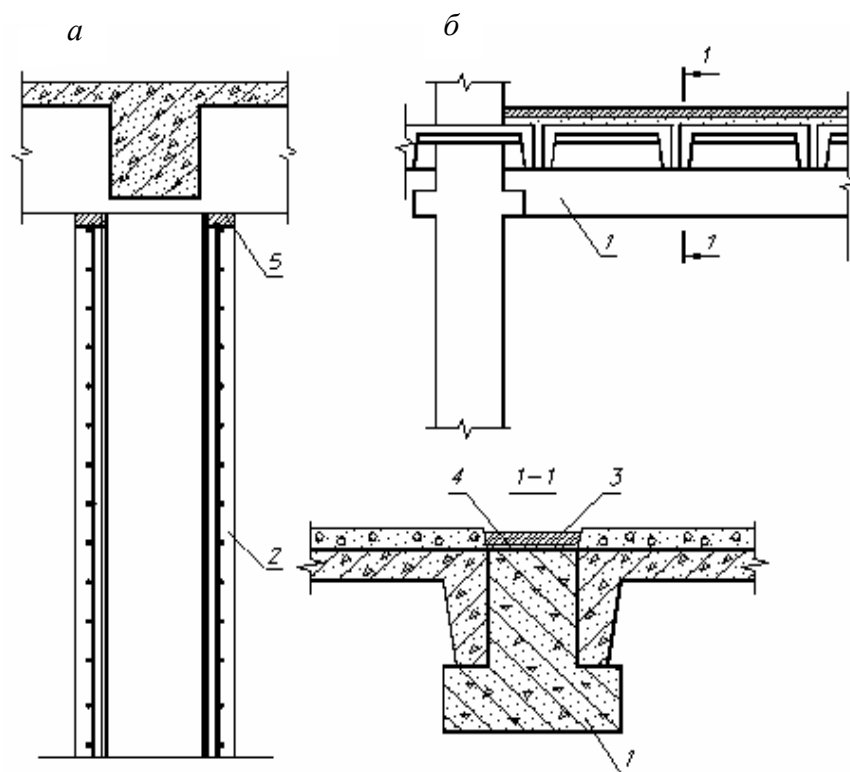


Рис. 9.6. Усиление сжатой зоны конструкции приклеиванием: *а* – сборных железобетонных элементов; *б* – дополнительной листовой арматуры; 1 – усиливаемая конструкция, 2 – сборный железобетонный элемент с продольной рабочей арматурой, 3 – листовая арматура, 4 – полимерраствор, 5 – монолитный бетон зачеканки

При заполнении дополнительных стальных элементов с криволинейной поверхностью бетоном на напрягающем цементе и его твердении создается плотный контакт с усиливаемой конструкцией.

В случае полной разгрузки усиливаемой конструкции на момент устройства усиления спирали (кольца) могут быть выполнены без предварительного напряжения. Для устройства спиральной обмотки оголяют продольную арматуру по углам усиливаемой конструкции, затем по окружности обмотки устанавливают дополнительную продольную арматуру. После навивки спиральной арматуры устанавливают опалубку и обетонируют усиливаемую конструкцию (рис. 9.7, *в*).

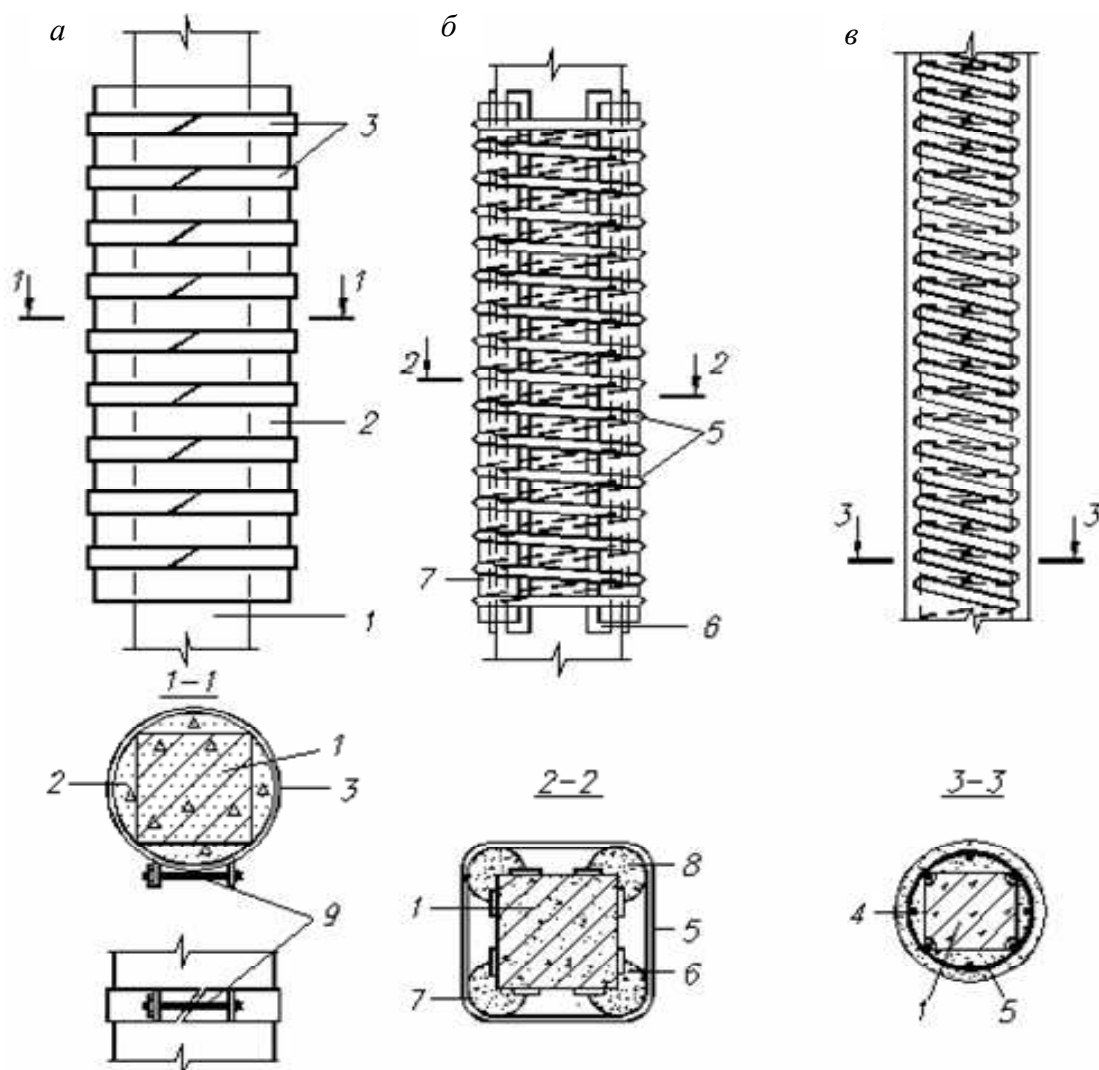


Рис. 9.7. Усиление сжатых элементов установкой косвенной арматуры:  
 а – кольцевой; б, в – спиральной; 1 – усиливаемая колонна,  
 2 – дополнительный бетонный элемент, 3 – кольцевая арматура,  
 4 – дополнительная сжатая арматура, 5 – спиральная арматура,  
 6 – пластина с выступами, 7 – дополнительный стальной элемент,  
 8 – бетон на напрягающем цементе, 9 – стальная стяжка

## 9.2. Расчет прочности

Расчет железобетонных конструкций, усиленных увеличением поперечного сечения сжатой зоны и установкой дополнительной сжатой арматуры производится в *предположении совместной работы* дополнительного бетона и арматуры с усиливаемой конструкцией и возможной схемой разрушения элемента после усиления по растянутой зоне.

В этом случае расчет прочности усиленных конструкций прямоугольного поперечного сечения производят по следующим формулам:

а) для наращивания, если соблюдается условие

$$\left. \begin{array}{l} \text{для изгибаемых} \\ \text{для внецентренно растянутых} \\ \text{для внецентренно сжатых} \end{array} \right\} \begin{array}{l} 0 \\ N_{Sd} \\ -N_{Sd} \end{array} \left. \right\} + f_{yd} A_{s1} \leq f_{cd,ad} b h'_{ad} + \sigma_{s,ad,lim} A_{s2,ad}, \quad (9.2)$$

то есть при  $x_{eff} \leq h'_{ad}$  расчет производится, как для элемента, выполненного из одного класса бетона (рис. 9.8, а);

$$\left. \begin{array}{l} \text{для изгибаемых} \\ \text{для внецентренно растянутых} \\ \text{и внецентренно сжатых} \end{array} \right\} \begin{array}{l} M_{Sd} \\ N_{Sd} e \\ + \sigma_{s,ad,lim} A_{s2,ad} \end{array} \left. \right\} \leq f_{cd,ad} b x_{eff} \left( d + h'_{ad} - \frac{x_{eff}}{2} \right) + \sigma_{s,ad,lim} A_{s2,ad} (d + h'_{ad} - c_{1,ad}), \quad (9.3)$$

где  $e$  – расстояние от продольной силы до центра тяжести растянутой арматуры.

При этом высота сжатой зоны определяется из условия

$$\left. \begin{array}{l} \text{для изгибаемых} \\ \text{для внецентренно растянутых} \\ \text{для внецентренно сжатых} \end{array} \right\} \begin{array}{l} 0 \\ N_{Sd} \\ -N_{Sd} \end{array} \left. \right\} + f_{cd,ad} b x_{eff} + \sigma_{s,ad,lim} A_{s2,ad} = f_{yd} A_{s1}, \quad (9.4)$$

если условие (9.2) не соблюдается, расчет производится с учетом различных классов бетона в расчетном сечении (рис. 9.8, б)

$$\left. \begin{array}{l} \text{для изгибаемых} \\ \text{для внецентренно} \\ \text{растянутых и вне-} \\ \text{центренно сжатых} \end{array} \right\} \begin{array}{l} M_{Sd} \\ N_{Sd} e \\ + f_{cd,ad} b \cdot h'_{ad} \end{array} \left. \right\} \leq f_{cd} b (x_{eff} - h'_{ad}) \left( d + \frac{h'_{ad}}{2} - \frac{x_{eff}}{2} \right) + \sigma_{s,lim} A_{s2} (d - c_1) + \sigma_{s,lim,ad} A_{s2,ad} (d + h'_{ad} - c_{1,ad}), \quad (9.5)$$

где  $x_{eff}$  определяется из условия

$$\left. \begin{array}{l} \text{для изгибаемых} \\ \text{для внецентренно растянутых} \\ \text{для внецентренно сжатых} \end{array} \right\} \begin{array}{l} 0 \\ N_{Sd} \\ -N_{Sd} \end{array} \left. \right\} + f_{cd,ad} b (x_{eff} - h'_{ad}) + \sigma_{s,lim} A_{s2} + f_{cd,ad} b h'_{ad} + \sigma_{s,lim,ad} A_{s2,ad} = f_{yd} A_{s1}, \quad (9.6)$$

б) для обоймы, если соблюдается условие

$$\left. \begin{array}{l} \text{для изгибаемых} \\ \text{для внецентренно растянутых} \\ \text{для внецентренно сжатых} \end{array} \right\} \begin{array}{l} 0 \\ N_{Sd} \\ -N_{Sd} \end{array} \left. \right\} + f_{yd} A_{s1} + f_{yd,ad} A_{s1,ad} \leq \sigma_{s,lim,ad} A_{s2,ad} + f_{cd,ad} (b + b_{ad}) h'_{ad}, \quad (9.7)$$

то есть  $x_{eff} \leq h'_{ad}$ , расчет производится, как для элемента шириной  $(b + b_{ad})$ , выполненного из одного класса бетона (рис. 9.9, а).

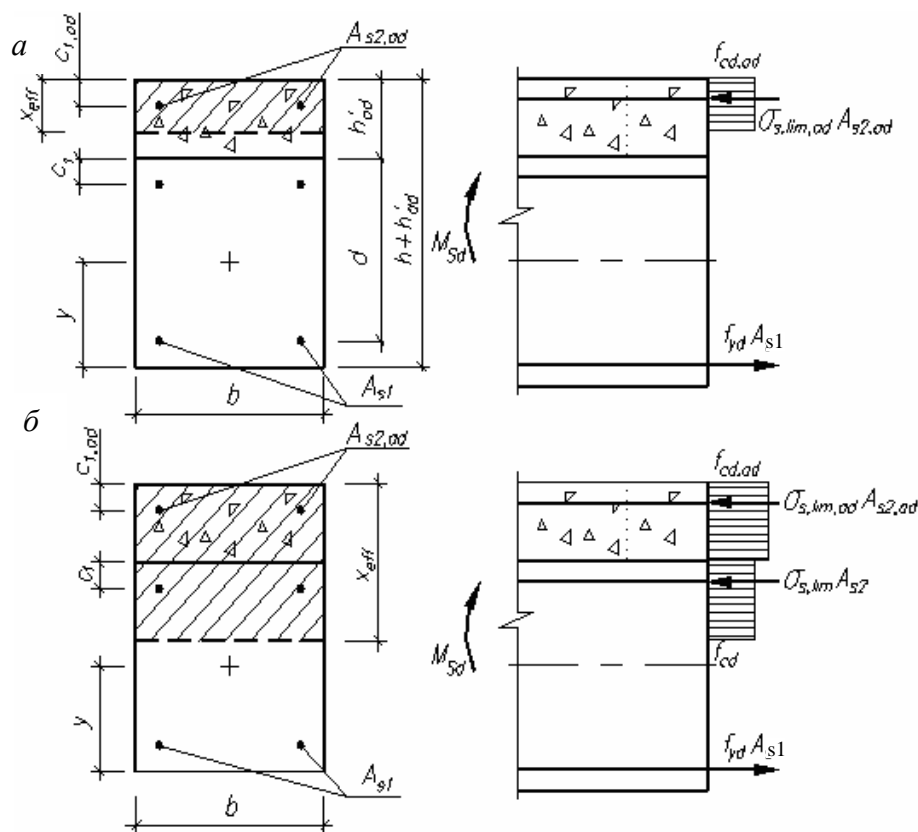


Рис. 9.8. Схемы усилий и эпюры напряжений в нормальном сечении усиленного наращиванием элемента при условии  $x_{eff} \leq x_{eff,lim}$ : а – при  $x_{eff} \leq h'_{ad}$ ; б – при  $x_{eff} > h'_{ad}$

Если условие (9.7) не соблюдается, расчет производится с учетом различных классов бетона (рис. 9.9, б)

$$\left. \begin{array}{l} \text{для изгибаемых} \\ \text{для внецентренно} \\ \text{растянутых и} \\ \text{сжатых} \end{array} \right\} \begin{array}{l} M_{Sd} \\ N_{Sd}e \end{array} \leq (f_{cd}b + f_{cd,ad}b_{ad}) \left( x_{eff} - h'_{ad} \right) \left( d_{red} + \frac{h'_{ad}}{2} - \frac{x_{eff}}{2} \right) + \\ + f_{cd,ad} (b + b_{ad}) h'_{ad} \left( d_{red} + \frac{h'_{ad}}{2} \right) + \\ + \sigma_{s,lim} A_{s2} (d_{red} - c_1) + \sigma_{s,lim,ad} A_{s2,ad} (d_{red} + h'_{ad} - c_{1,ad}) \quad (9.8)$$

где  $x_{eff}$  определяется из условия

$$\left. \begin{array}{l} \text{для изгибаемых} \\ \text{для внецентренно растянутых} \\ \text{для внецентренно сжатых} \end{array} \right\} \begin{array}{l} 0 \\ N_{Sd} \\ -N_{Sd} \end{array} \left\{ + (f_{cd}b + f_{cd,ad}b_{ad}) (x_{eff} - h'_{ad}) + \right. \quad (9.9) \\ \left. + f_{cd,ad} (b + b_{ad}) h'_{ad} + \sigma_{s,lim} A_{s2} + \right. \\ \left. + \sigma_{s,lim,ad} A_{s2,ad} = f_{yd} A_{s1} + f_{yd,ad} A_{s1,ad} \right.$$

В выражении (9.8):  $e$  – расстояние от внешней продольной силы до центра тяжести существующей и дополнительной арматуры;  $d_{red}$  – приведенная рабочая высота сечения.

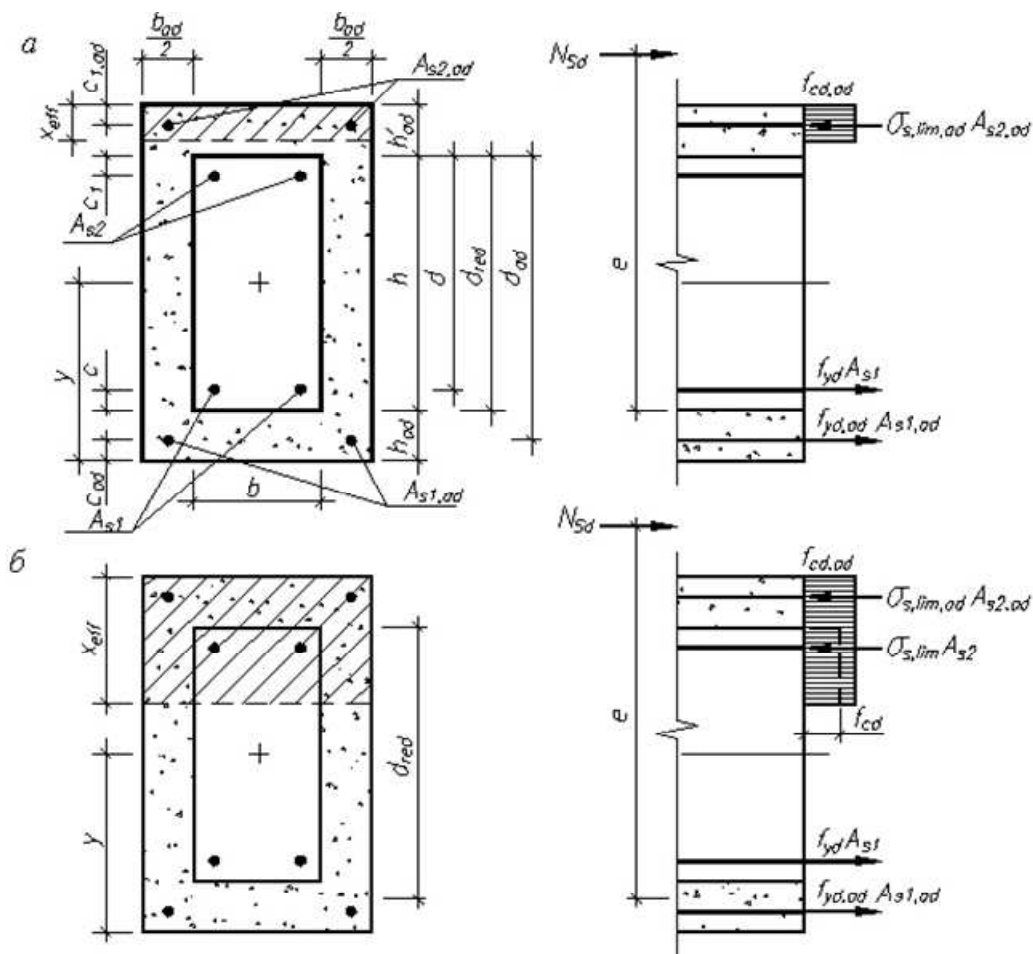


Рис. 9.9. Схемы усилий и эпюры напряжений в нормальном сечении элемента, усиленного обоймой (рубашкой), при условии  $x_{eff} \leq x_{eff,lim}$ :

*a* – при  $x_{eff} \leq h_{ad}$ ; *б* – при  $x_{eff} > h_{ad}$

При  $x_{eff} > x_{eff,lim}$  в условиях прочности (9.3), (9.5), (9.8) принимается  $x_{eff} = x_{eff,lim}$ .

При экономическом обосновании усиление железобетонных конструкций наращиванием, обоймами или рубашками может производиться при  $x_{eff} \leq \xi_{lim} \cdot d$  за счет увеличения рабочей высоты сечения. Усиление таким способом дает возможность разместить верхнюю надпорную арматуру неразрезных конструкций при усилении растянутой зоны опорного сечения.

Расчет прочности центрально сжатых элементов, усиленных железобетонной обоймой, производится из условия

$$N_{Sd} \leq \varphi(f_{cd}A_c + \sigma_{s,lim}A_{s2} + f_{cd,ad}A_{c,ad} + \sigma_{s,lim,ad}A_{s2,ad}), \quad (9.10)$$

где  $\varphi$  – коэффициент продольного изгиба;  $A_{c,ad}$  и  $A_{s2,ad}$  – соответственно площадь поперечного сечения бетона и арматуры обоймы.

При выполнении усиления сжатой зоны конструкции под нагрузкой, превышающей 65 % расчетной, расчет производится по деформационной модели или к расчетному сопротивлению дополнительной арматуры и бетона вводятся понижающие коэффициенты  $\gamma_{s,ad} = 0,9$  и  $\gamma_{c,ad} = 0,9$ .

**Расчет прочности сжатых элементов, усиленных спиральной или кольцевой поперечной арматурой** в общем случае производится из условия (9.10), вводя в расчет лишь часть площади бетонного сечения  $A_{eff}$ , ограниченную осью спирали, подставляя в расчетные формулы вместо  $f_{cd}$  приведенную призмную прочность бетона  $f_{cd,red}$ .

Значение  $f_{cd,red}$  определяется по формуле

$$f_{cd,red} = \frac{f_{cd}A_c + f_{cd,ad}A_{c,ad,eff}}{A_c + A_{c,ad,eff}} + 2\mu_{cir}f_{yd,cir} \left( 1 - \frac{7,5e_0}{\varnothing_{eff}} \right), \quad (9.11)$$

где  $A_c$  и  $A_{c,ad,eff}$  – соответственно площадь поперечного сечения бетона усиливаемой конструкции и бетона усиления внутри площади, ограниченной осью спирали;  $\mu_{cir}$  – коэффициент косвенного армирования:

$$\mu_{cir} = \frac{4A_{s,cir}}{\varnothing_{eff}s}; \quad (9.12)$$

$A_{s,cir}$  – площадь поперечного сечения спиральной или кольцевой арматуры;  $\varnothing_{eff}$  – диаметр сечения внутри спирали;  $e_0$  – эксцентриситет приложения продольной силы (без учета влияния прогиба).

Косвенное армирование учитывается в расчете при условии, что прочность усиленной конструкции, определенная с учетом  $f_{cd,red}$  и площади поперечного сечения  $A_{eff}$ , ограниченной осью спиральной или кольцевой арматуры, превышает его прочность, определенную по полному сечению  $(A_c + A_{c,ad})$  и значению расчетного сопротивления бетона

$$f_{cd,red} = \frac{f_{cd}A_c + f_{cd,ad}A_{c,ad}}{A_c + A_{c,ad}} \text{ без учета косвенной арматуры.}$$

### 9.3. Расчет прочности контактного шва в сжатой зоне

Расчет прочности контактного шва между дополнительными бетоном (арматурой) сжатой зоны и усиливаемой конструкцией производится из условия

$$T_{sd} \leq T_{Rd}. \quad (9.13)$$

Сдвигающее усилие в шве от внешней нагрузки со стороны свободной опоры определяется из условия равновесия сил в сечении, нормальном к продольной оси конструкции. Предельное значение сдвигающего усилия  $T_{Sd}$  в месте наибольшего изгибающего момента (рис. 9.10) определяется по формуле

$$T_{Sd} = f_{cd,ad} A_{c,ad} + \sigma_{s,lim,ad} A_{s2,ad}, \quad (9.14)$$

где  $A_{c,ad}, A_{s2,ad}$  – соответственно площадь поперечного сечения сжатой зоны бетона и сжатой арматуры наращивания.

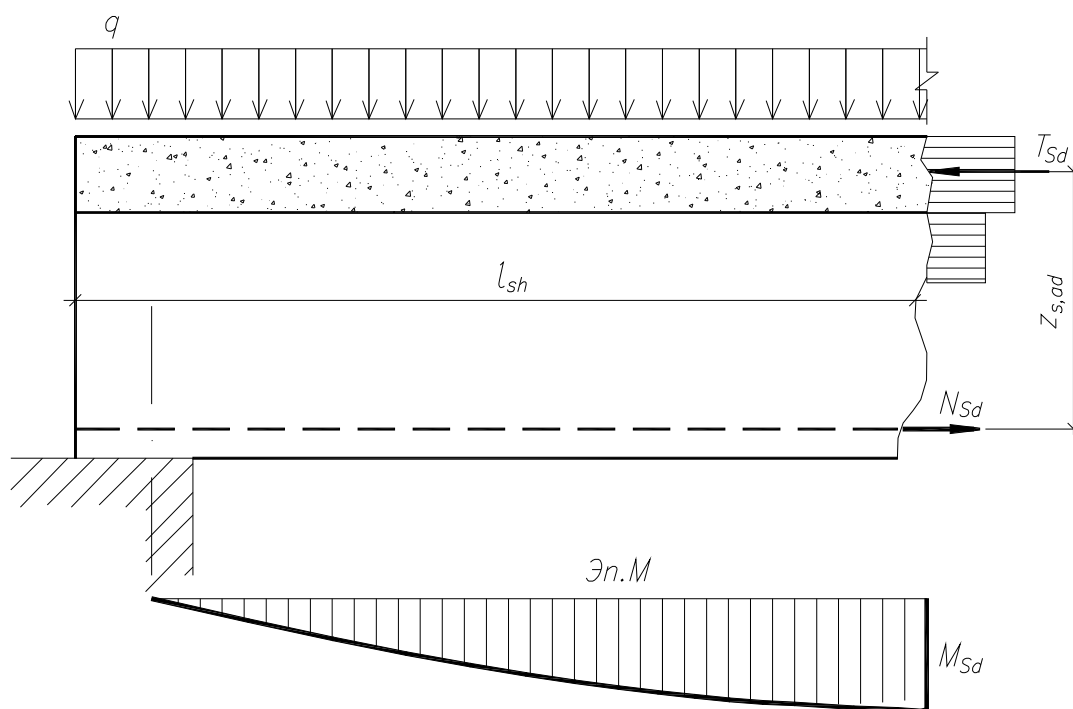


Рис. 9.10. Схема для определения усилий и расчетной длины контактного шва

Длина поверхности сдвига  $l_{sh}$  принимается равной расстоянию от торца усиливаемой конструкции до рассматриваемого нормального сечения. Для сжатых конструкций, усиленных железобетонной обоймой или рубашкой с передачей нагрузки только на усиливаемую конструкцию (например, местная обойма), длина поверхности сдвига определяется расстоянием от начала поврежденного участка до конца обоймы.

Предельное сдвигающее усилие, воспринимаемое контактным швом, определяется по формуле

$$T_{Rd} = f_{sh,d} b_{sh} l_{sh}, \quad (9.15)$$

где  $f_{sh,d}$  – среднее по длине участка суммарное расчетное сопротивление сдвигу контактного шва;  $b_{sh}$  – расчетная ширина поверхности сдвига.

В общем случае среднее суммарное расчетное сопротивление сдвигу контактного шва принимается равным

$$f_{sh,d} = f_{c,sh} + f_{s,sh} + f_{n,sh}, \quad (9.16)$$

где  $f_{c,sh}$  – сопротивление шва сдвигу за счет сцепления, механического зацепления и обжатия бетона;  $f_{s,sh}$  – сопротивление шва сдвигу за счет работы на срез дополнительной поперечной арматуры, пересекающей шов;  $f_{n,sh}$  – сопротивление шва сдвигу за счет работы поперечных шпонок.

При учете в расчетах работы поперечных шпонок сопротивление шва сдвигу  $f_{c,sh}$  не учитывается.

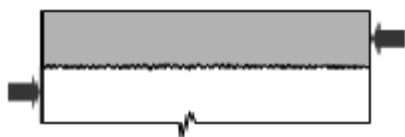
При учете совместной работы шпонок и дополнительной поперечной арматуры расчетное сопротивление контактного шва сдвигу принимается равным

$$f_{sh,d} = \gamma_{n1} f_{n,sh} + \gamma_{n2} f_{s,sh}, \quad (9.17)$$

где  $\gamma_{n1}$ ,  $\gamma_{n2}$  – коэффициенты, равные:

- $\gamma_{n1} = 1$ ,  $\gamma_{n2} = 0,5$  при  $f_{n,sh} \geq f_{s,sh}$ ;
- $\gamma_{n1} = 0,5$ ,  $\gamma_{n2} = 1$  при  $f_{n,sh} < f_{s,sh}$ .

Сопротивление контактного шва сдвигу  $f_{cd,sh}$  определяется по формуле



$$f_{c,sh} = \alpha \gamma_c \gamma_{c,sh1} f_{ctd} \left( 1 + \gamma_{c,sh2} \frac{\sigma_{c,m}}{f_{ctd}} \right), \quad (9.18)$$

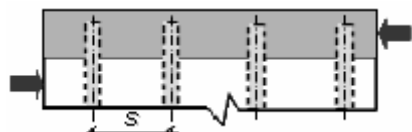
где  $\alpha = 0,75$  – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки;  $\gamma_c$  – коэффициент, учитывающий влияние многократно повторяющейся нагрузки, равен:  $\gamma_{c1} = 0,65$  при коэффициенте асимметрии цикла нагружений  $\rho = 0,3$  и  $\gamma_c = 0,75$  при  $\rho = 0,6$ , (применение плоского гладкого неармированного контакта при действии многократно повторяющейся нагрузки не допускается);  $\gamma_{c,sh1}$  – коэффициент, учитывающий влияние состояния поверхности контактного шва, принимается в интервале  $0,3 \dots 0,8$ ;  $f_{ctd}$  – расчетное сопротивление бетона более низкого класса из сопрягаемых;  $\gamma_{c,sh2}$  – коэффициент, учитывающий влияние состояния поверхности контактного шва при его обжатии, принимается в интервале  $0,8 \dots 2,2$ ;  $\sigma_{c,m}$  – среднее напряжение обжатия контактного шва

$$\sigma_{c,m} = \frac{V}{b_{sh} l_{sh}}. \quad (9.19)$$

При расчете прочности контактных швов у неразрезных опор принимается  $\sigma_{c,m} = 0$ .



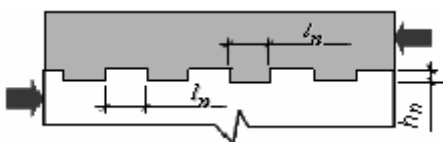
Сопротивление шва сдвигу  $f_{s,sh}$  за счет работы поперечной арматуры определяется по формуле



$$f_{s,sh} = 0,65\sqrt[3]{f_{cd}^2 E_s} \mu_{sw} \leq 0,7\mu_{sw} f_{yd}, \quad (9.20)$$

где  $f_{cd}$  – расчетное сопротивление бетона усиления сжатию;  $E_s$  – модуль упругости поперечной арматуры;  $\mu_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_{sh} S_{ad}}$  – коэффициент поперечного армирования;  $S_{ad}$  – шаг дополнительных поперечных стержней.

Сопротивление шва сдвигу за счет работы поперечных бетонных шпонок определяется как меньшее значение из условий среза и смятия:



$$f_{n,sh} = \frac{2f_{ctd} b_n l_{ni} n}{b_{sh} l_{sh}}, \quad (9.21)$$

$$f_{n,sh} = \frac{f_{ctd} b_n h_n n}{b_{sh} l_{sh}}, \quad (9.22)$$

где  $b_n$ ,  $h_n$ ,  $l_{ni}$  – ширина, высота и длина шпонок;  $n$  – число шпонок на расчетной поверхности сдвига.

Расчетная ширина  $b_{sh}$  принимается равной ширине контакта в месте сопряжения усиливаемой конструкции и бетона наращивания. Для сжатых конструкций, усиленных облойкой или рубашкой с передачей нагрузки только на конструкцию,  $b_{sh}$  принимается равной сумме сторон поперечного сечения усиливаемой конструкции, сопряженных с бетоном усиления.

### Вопросы для самоконтроля

1. Каким образом, в общем случае, производится усиление сжатой зоны эксплуатируемых железобетонных конструкций?
2. Как обеспечивается совместная работа дополнительного бетона и арматуры с усиливаемой конструкцией при усилении ее сжатой зоны?
3. Какими методами производится увеличение поперечного сечения сжатой зоны железобетонных конструкций?
4. Назовите конструктивные требования при увеличении поперечного сечения сжатой зоны железобетонных конструкций путем наращивания, рубашек или облойки.
5. Какие конструктивные требования необходимо выполнять при усилении поврежденного участка сжатой железобетонной конструкции местной железобетонной облойкой?
6. Приведите примеры усиления со стороны сжатой зоны железобетонных панелей перекрытия.
7. В каких случаях и как производится усиление сжатых железобетонных конструкций путем ограничения поперечных деформаций?

8. Изложите алгоритм расчета прочности по нормальному сечению усиленных в сжатой зоне изгибаемых железобетонных элементов.

9. Как производится проверка прочности усиленных центрально-сжатых железобетонных элементов?

10. В чем заключается особенность поверочного расчета прочности по нормальному сечению железобетонных элементов, усиленных спиральной или кольцевой арматурой?

11. Как производится проверка прочности контактного шва при усилении сжатой зоны эксплуатируемых железобетонных конструкций?

## Тема 10. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, УСИЛЕННЫХ УВЕЛИЧЕНИЕМ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ, НА ОСНОВЕ ДЕФОРМАЦИОННОЙ МОДЕЛИ

### 10.1. Общие положения

Расчет прочности и параметров напряженно-деформированного состояния на любом этапе деформирования железобетонных элементов, усиленных увеличением поперечного сечения *с обеспечением совместной работы* дополнительного бетона и арматуры с усиливаемым элементом по всей длине контакта, производится на основе *деформационной модели*. Деформационная модель расчета позволяет в полной мере учитывать *особенность работы усиленных под нагрузкой железобетонных элементов*, которые после усиления превращаются в многокомпонентную конструкцию, состоящую из основной части, находящейся в определенном напряженно-деформированном состоянии, и дополнительной части – в первоначальном состоянии.

Для расчета усиленных железобетонных элементов принимаются те же гипотезы, что и при выполнении поверочных расчетов эксплуатируемых железобетонных конструкций (см. тему 4). Аналогично сечению основной части элемента, поперечное сечение дополнительной части разбивается на элементарные площадки или при плоской задаче – на элементарные слои. *Гипотеза плоских сечений* для относительных деформаций всего сечения усиленного под нагрузкой железобетонного элемента, состоящего из основной и дополнительной части, не выполняется, поскольку при усилении в основной части сечения уже имеются относительные деформации от воздействия нагрузки. Учитывая совместную работу основной и дополнительной частей сечения после усиления, принимается гипотеза плоских сечений отдельно для относительных деформаций дополнительной части и для приращений относительных деформаций основной части конструкции после усиления. Тогда относительные деформации элементарного слоя основной части сечения элемента представляются как сумма относительных деформаций до усиления и относительных деформаций после усиления.

При этом параметры диаграмм состояния бетона и арматуры усиливаемой конструкции определяются по проектным данным или результатам испытаний, а дополнительного бетона и арматуры – по СНБ 5.03.01-02.

## 10.2. Расчет прочности усиленных элементов по сечению, нормальному к продольной оси

Расчет прочности железобетонных элементов, усиленных увеличением поперечного сечения в растянутой и сжатой зонах, под нагрузкой производится в *два этапа*. На первом этапе вычисляют относительные деформации элементарных площадок усиливаемого элемента от действующей при усилении нагрузки, которые согласно гипотезе плоских сечений определяются кривизной  $1/r$ , их расстоянием от центра тяжести сечения  $(y_0 - y_i)$  и продольными относительными деформациями

$$\varepsilon_{N,1} = N_{sd} / \sum_{i=1}^n E_i A_i.$$

На втором этапе расчет производится для усиленного сечения элемента методом последовательного нагружения с реализацией итерационного процесса вычисления относительных деформаций в элементарных площадках.

Относительные деформации в элементарных площадках сечения усиленного элемента (рис. 10.1) определяются из условий:

- для изгибаемых элементов:
  - в основном сечении

$$\varepsilon_i = \frac{1}{r_c} (y_{o,c} - y_i); \quad (10.1)$$

- в дополнительном сечении

$$\varepsilon_i = \frac{1}{r_{ad}} (y_{o,ad} - y_i); \quad (10.2)$$

- для внецентренно сжатых (растянутых) элементов:
  - в основном сечении

$$\varepsilon_i = \frac{1}{r_c} (y_{o,c} - y_i) + \varepsilon_{N,1} + \frac{(N_{sd} + \Delta N_{sd}) - \varepsilon_{N,1} \sum_{i=1}^n E_i A_i}{\sum_{i=1}^n E_i A_i + \sum_{j=1}^m E_j A_j}; \quad (10.3)$$

– В ДОПОЛНИТЕЛЬНОМ СЕЧЕНИИ

$$\varepsilon_j = \frac{1}{r_{ad}} (y_{o,ad} - y_j) + \frac{(N_{Sd} + \Delta N_{Sd}) - \varepsilon_{N,1} \sum_{i=1}^n E_i A_i}{\sum_{i=1}^n E_i A_i + \sum_{j=1}^m E_j A_j}. \quad (10.4)$$

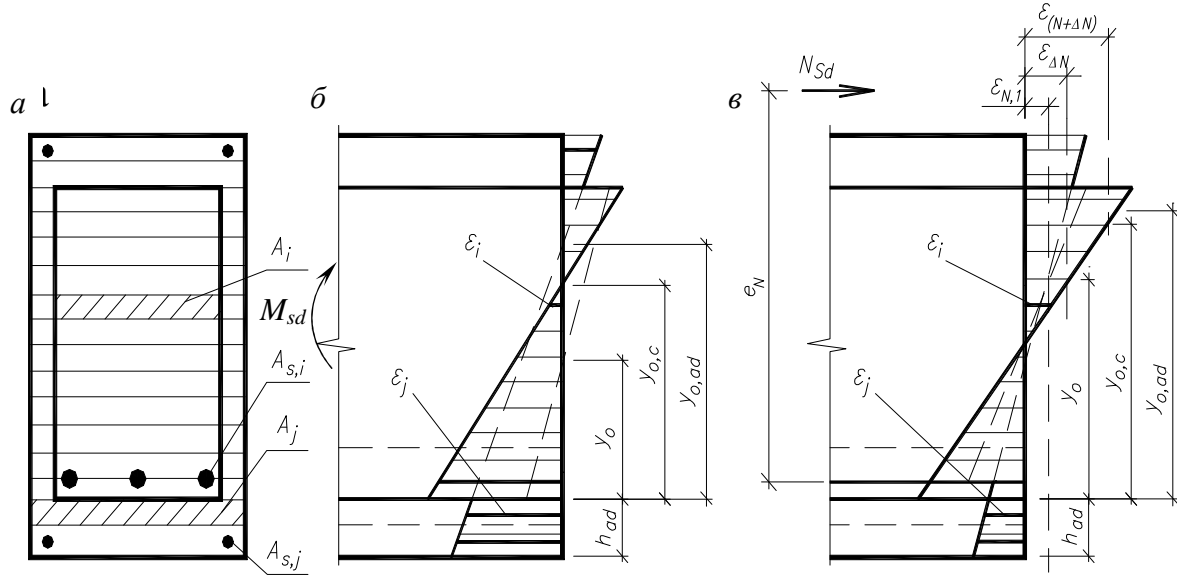


Рис. 10.1. Расчетное сечение (а) и распределение деформаций усиленного железобетонного элемента: б – изгибаемого; в – внецентренно сжатого

Значения  $\frac{1}{r_c}$ ,  $\frac{1}{r_{ad}}$ ,  $y_{o,c}$ ,  $y_{o,ad}$  определяются из совместного решения уравнений:

– для изгибаемых элементов:

$$\left\{ \begin{aligned} & \frac{1}{r_{ad}} \left[ \sum_{i=1}^n E_i A_i (y_{o,ad} - y_i)^2 + \sum_{j=1}^m E_j A_j (y_{o,ad} - y_j)^2 \right] + \\ & + \frac{1}{r} \left[ \sum_{i=1}^n E_i A_i (y_o - y_i) (y_{o,ad} - y_i) \right] - (M_{Sd} + \Delta M_{Sd}) = 0, \\ & \frac{1}{r_{ad}} \left[ \sum_{i=1}^n E_i A_i (y_{o,ad} - y_i) + \sum_{j=1}^m E_j A_j (y_{o,ad} - y_j) \right] + \\ & + \frac{1}{r} \left[ \sum_{i=1}^n E_i A_i (y_o - y_i) \right] = 0, \\ & \frac{1}{r_c} y_{o,c} - \frac{1}{r_{ad}} y_{o,ad} = \frac{1}{r} y_o, \\ & \frac{1}{r_c} - \frac{1}{r_{ad}} = \frac{1}{r}; \end{aligned} \right. \quad (10.5)$$

– для внецентренно сжатых (растянутых) элементов:

$$\left\{ \begin{aligned} & \frac{1}{r_{ad}} \left[ \sum_{i=1}^n E_i A_i (y_{o,ad} - y_i)^2 + \sum_{j=1}^m E_j A_j (y_{o,ad} - y_j)^2 \right] + \\ & + \frac{1}{r} \left[ \sum_{i=1}^n E_i A_i (y_o - y_i) (y_{o,ad} - y_i) \right] + \\ & + \varepsilon_{N,1} \sum_{i=1}^n E_i A_i (y_{o,ad} - y_i) - (N_{Sd} + \Delta N_{Sd}) (y_{o,ad} - e_N) = 0, \\ & \frac{1}{r_{ad}} \left[ \sum_{i=1}^n E_i A_i (y_{o,ad} - y_i) + \sum_{j=1}^m E_j A_j (y_{o,ad} - y_j) \right] + \frac{1}{r} \left[ \sum_{i=1}^n E_i A_i (y_o - y_i) \right] = 0, \\ & \frac{1}{r_c} y_{o,c} - \frac{1}{r_{ad}} y_{o,ad} = \frac{1}{r} y_o, \\ & \frac{1}{r_c} - \frac{1}{r_{ad}} = \frac{1}{r}, \end{aligned} \right. \quad (10.6)$$

где  $1/r$  – кривизна основного (усиливаемого) элемента от действующей при усилении нагрузки;  $1/r_{ad}$  – кривизна дополнительного (усиливающего) элемента от действующей нагрузки после усиления;  $1/r_c$  – кривизна основного элемента от действующей после усиления нагрузки;  $y_o$  – расстояние от выбранной оси до центра тяжести сечения основного элемента при усилении;  $y_{o,ad}$  – расстояние от выбранной оси до центра тяжести сечения дополнительного элемента после усиления;  $y_{o,c}$  – расстояние от выбранной оси до центра тяжести сечения основного элемента после усиления;  $M_{Sd}$ ,  $N_{Sd}$  – соответственно изгибающий момент и продольное усилие от действующей при усилении нагрузки (растягивающее усилие принимается со знаком «плюс», сжимающее – «минус».);  $\Delta M_{Sd}$ ,  $\Delta N_{Sd}$  – приращение соответственно изгибающего момента и продольного усилия от дополнительной нагрузки, приложенной после усиления;  $i$ ,  $j$  – количество элементарных площадок соответственно в основном и дополнительном сечении усиленного железобетонного элемента.

На каждой ступени нагружения из первых двух уравнений систем (10.5) и (10.6) методом итераций определяются неизвестные  $1/r_{ad}$ ,  $y_{o,ad}$ . Из третьего и четвертого уравнений вычисляются  $1/r_c$ ,  $y_{o,c}$ . По формулам (10.1) ... (10.4) определяются относительные деформации элементарных площадок основного и дополнительного сечения.

При расчете по деформационной модели железобетонных элементов, усиленных увеличением поперечного сечения, в случае косоугольного изгиба и косоугольного внецентренного сжатия-растяжения расчет производится относительно двух осей.

Относительные деформации в элементарных площадках сечения усиленного железобетонного элемента (рис. 10.2) определяются из условий:

- для косоугольного изгибаемых элементов:

– в основном сечении

$$\varepsilon_i = \left( \frac{1}{r_c} \right)_y (y_{o,c} - y_i) + \left( \frac{1}{r_c} \right)_x (x_{o,c} - x_i); \quad (10.7)$$

– в дополнительном сечении

$$\varepsilon_j = \left( \frac{1}{r_{ad}} \right)_y (y_{o,ad} - y_j) + \left( \frac{1}{r_{ad}} \right)_x (x_{o,ad} - x_j); \quad (10.8)$$

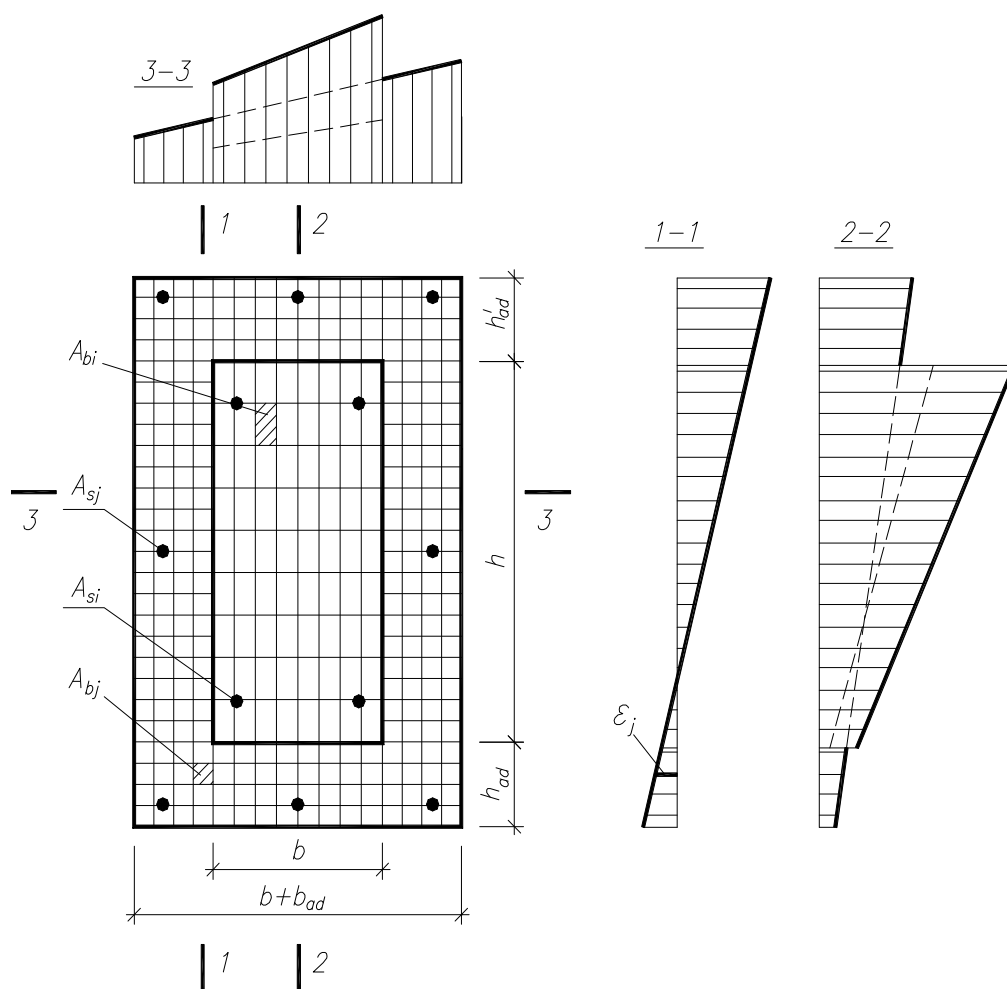


Рис. 10.2. Расчетная схема косоугольного железобетонного элемента, усиленного ободом

- ДЛЯ КОСОСЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ:
- В ОСНОВНОМ СЕЧЕНИИ

$$\varepsilon_i = \left(\frac{1}{r_c}\right)_y (y_{o,c} - y_i) + \left(\frac{1}{r_c}\right)_x (x_{o,c} - x_i) + \varepsilon_{N,1} + \frac{(N + \Delta N) - \varepsilon_{N,1} \sum_{i=1}^n E_i A_i}{\sum_{i=1}^n E_i A_i + \sum_{j=1}^m E_j A_j}; \quad (10.9)$$

- В ДОПОЛНИТЕЛЬНОМ СЕЧЕНИИ

$$\varepsilon_j = \left(\frac{1}{r_{ad}}\right)_y (y_{o,ad} - y_j) + \left(\frac{1}{r_{ad}}\right)_x (x_{o,ad} - x_j) + \frac{(N + \Delta N) - \varepsilon_{N,1} \sum_{i=1}^n E_i A_i}{\sum_{i=1}^n E_i A_i + \sum_{j=1}^m E_j A_j}. \quad (10.10)$$

Значения  $\left(\frac{1}{r_c}\right)_y$ ,  $\left(\frac{1}{r_c}\right)_x$ ,  $\left(\frac{1}{r_{ad}}\right)_y$ ,  $\left(\frac{1}{r_{ad}}\right)_x$ ,  $y_{o,c}$ ,  $x_{o,c}$ ,  $y_{o,ad}$ ,  $x_{o,ad}$  опре-

деляются из совместного решения уравнений:

- ДЛЯ КОСОИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

$$\left\{ \begin{aligned} & \left(\frac{1}{r_{ad}}\right)_y \left[ \sum_{i=1}^n E_i A_i (y_{o,ad} - y_i)^2 + \sum_{j=1}^m E_j A_j (y_{o,ad} - y_j)^2 \right] + \\ & + \left(\frac{1}{r}\right)_y \left[ \sum_{i=1}^n E_i A_i (y_o - y_i)(y_{o,ad} - y_i) \right] - (M_y + \Delta M_y) = 0, \\ & \left(\frac{1}{r_{ad}}\right)_x \left[ \sum_{i=1}^n E_i A_i (x_{o,ad} - x_i)^2 + \sum_{j=1}^m E_j A_j (x_{o,ad} - x_j)^2 \right] + \\ & + \left(\frac{1}{r}\right)_x \left[ \sum_{i=1}^n E_i A_i (x_o - x_i)(x_{o,ad} - x_i) \right] - (M_x + \Delta M_x) = 0, \\ & \left(\frac{1}{r_{ad}}\right)_y \left[ \sum_{i=1}^n E_i A_i (y_{o,ad} - y_i) + \sum_{j=1}^m E_j A_j (y_{o,ad} - y_j) \right] + \\ & + \left(\frac{1}{r_{ad}}\right)_x \left[ \sum_{i=1}^n E_i A_i (x_{o,ad} - x_i) + \sum_{j=1}^m E_j A_j (x_{o,ad} - x_j) \right] + \\ & + \left(\frac{1}{r}\right)_y \left[ \sum_{i=1}^n E_i A_i (y_o - y_i) \right] + \left(\frac{1}{r}\right)_x \left[ \sum_{i=1}^n E_i A_i (y_o - y_i) \right] = 0, \\ & \left(\frac{1}{r_c}\right)_y y_{o,c} - \left(\frac{1}{r_{ad}}\right)_y y_{o,ad} = \left(\frac{1}{r}\right)_y y_o; \left(\frac{1}{r_c}\right)_x x_{o,c} - \left(\frac{1}{r_{ad}}\right)_x x_{o,ad} = \left(\frac{1}{r}\right)_x x_o, \\ & \left(\frac{1}{r_c}\right)_y - \left(\frac{1}{r_{ad}}\right)_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y; \left(\frac{1}{r_c}\right)_x - \left(\frac{1}{r_{ad}}\right)_x = \left(\frac{1}{r}\right)_x; \end{aligned} \right. \quad (10.11)$$

– ДЛЯ КОСОСЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

$$\left\{ \begin{aligned} & \left( \frac{1}{r_{ad}} \right)_y \left[ \sum_{i=1}^n E_i A_i (y_{o,ad} - y_i)^2 + \sum_{j=1}^m E_j A_j (y_{o,ad} - y_j)^2 \right] + \\ & + \left( \frac{1}{r} \right)_y \left[ \sum_{i=1}^n E_i A_i (y_o - y_i) (y_{o,ad} - y_i) \right] + \\ & + \varepsilon_{N,1} \sum_{i=1}^n E_i A_i (y_{o,ad} - y_i) - (N + \Delta N) (y_{o,ad} - e_{Ny}) = 0, \\ & \left( \frac{1}{r_{ad}} \right)_x \left[ \sum_{i=1}^n E_i A_i (x_{o,ad} - x_i)^2 + \sum_{j=1}^m E_j A_j (x_{o,ad} - x_j)^2 \right] + \\ & + \left( \frac{1}{r} \right)_x \left[ \sum_{i=1}^n E_i A_i (x_o - x_i) (x_{o,ad} - x_i) \right] + \\ & + \varepsilon_{N,1} \sum_{i=1}^n E_i A_i (x_{o,ad} - x_i) - (N + \Delta N) (x_{o,ad} - e_{Nx}) = 0, \\ & \left( \frac{1}{r_{ad}} \right)_y \left[ \sum_{i=1}^n E_i A_i (y_{o,ad} - y_i) + \sum_{j=1}^m E_j A_j (y_{o,ad} - y_j) \right] + \\ & + \left( \frac{1}{r_{ad}} \right)_x \left[ \sum_{i=1}^n E_i A_i (x_{o,ad} - x_i) + \sum_{j=1}^m E_j A_j (x_{o,ad} - x_j) \right] + \\ & + \left( \frac{1}{r} \right)_y \left[ \sum_{i=1}^n E_i A_i (y_o - y_i) \right] + \left( \frac{1}{r} \right)_x \left[ \sum_{i=1}^n E_i A_i (x_o - x_i) \right] = 0, \\ & \left( \frac{1}{r_c} \right)_y y_{o,c} - \left( \frac{1}{r_{ad}} \right)_y y_{o,ad} = \left( \frac{1}{r} \right)_y y_o; \left( \frac{1}{r_c} \right)_x x_{o,c} - \left( \frac{1}{r_{ad}} \right)_x x_{o,ad} = \left( \frac{1}{r} \right)_x x_o, \\ & \left( \frac{1}{r_c} \right)_y - \left( \frac{1}{r_{ad}} \right)_y = \left( \frac{1}{r} \right)_y; \left( \frac{1}{r_c} \right)_x - \left( \frac{1}{r_{ad}} \right)_x = \left( \frac{1}{r} \right)_x. \end{aligned} \right. \quad (10.12)$$

где  $\left( \frac{1}{r} \right)_y$ ,  $\left( \frac{1}{r} \right)_x$  – кривизны основного элемента от действующей при уси-

лении нагрузки соответственно в плоскости оси  $y$  и  $x$ ;  $\left( \frac{1}{r_{ad}} \right)_y$ ,  $\left( \frac{1}{r_{ad}} \right)_x$  –

кривизны дополнительного элемента от нагрузки после усиления соответ-

ственно в плоскости оси  $y$  и  $x$ ;  $\left( \frac{1}{r_c} \right)_y$ ,  $\left( \frac{1}{r_c} \right)_x$  – кривизна основного эле-

мента от действующей после усиления нагрузки соответственно в плоско-  
сти оси  $y$  и  $x$ ;  $y_o$ ,  $x_o$  – расстояния от выбранных осей до центра изгиба  
сечения усиливаемого элемента при усилении соответственно в плоскости



оси  $y$  и  $x$ ;  $y_{o,ad}$ ,  $x_{o,ad}$  – расстояния от выбранных осей до центра изгиба сечения дополнительного элемента после усиления соответственно в плоскости оси  $y$  и  $x$ ;  $y_{o,c}$ ,  $x_{o,c}$  – расстояния от выбранных осей до центра изгиба сечения основного элемента после усиления соответственно в плоскости оси  $y$  и  $x$ ;  $M_y$ ,  $M_x$  и  $N$  – составляющие изгибающего момента соответственно в плоскости оси  $y$  и  $x$  и продольная сила от действующей при усилении нагрузки;  $\Delta M_x$ ,  $\Delta M_y$  и  $\Delta N$  – составляющие приращения изгибающего момента соответственно в плоскости оси  $y$  и  $x$  и продольного усилия от дополнительной нагрузки, приложенной после усиления;  $i$ ,  $j$  – количество элементарных площадок соответственно в основном и дополнительном сечении усиленного железобетонного элемента.

Из первых трех уравнений систем (10.11) и (10.12) методом итераций определяются неизвестные  $(1/r_{ad})_y$ ,  $(1/r_{ad})_x$ ,  $y_{o,ad}$ ,  $x_{o,ad}$ . Из последних четырех уравнений вычисляются  $(1/r_c)_y$ ,  $(1/r_c)_x$ ,  $y_{o,c}$ ,  $x_{o,c}$ . По формулам (10.7)...(10.10) определяются относительные деформации элементарных площадок основного и дополнительного сечения.

*Прочность усиленного элемента* устанавливается методом последовательного нагружения. *Максимальное усилие от внешней нагрузки, при котором относительные деформации бетона или арматуры (основного или дополнительного сечений) достигают предельных значений, соответствует прочности усиленного элемента.*

Расчет прочности железобетонных элементов, усиленных увеличением поперечного сечения в растянутой и сжатой зонах при полной предварительной разгрузке, производится для увеличенного сечения в один этап, как при поверочных расчетах.

### **10.3. Особенности расчета раскрытия трещин и деформаций**

В действующих нормативных документах введены ограничения раскрытия трещин в железобетонных элементах и их прогибов, которые распространяются и на усиленные железобетонные элементы.

*Расчет раскрытия трещин* производится по зависимостям (4.21)...(4.25) при значениях относительных деформаций в арматуре усиленных элементов, вычисленным по нормативным диаграммам материалов.

**Деформации** железобетонных элементов после усиления могут быть вычислены по формулам строительной механики. Например, для изгибаемых элементов пролетом  $l_{eff}$  прогиб в сечении с координатой  $x$ , обусловленный деформацией изгиба, определяется по формуле

$$a_k = \int_0^{l_{eff}} \bar{M}(x) \left( \frac{1}{r(x)} \right) dx, \quad (10.13)$$

где  $\bar{M}(x)$  – изгибающий момент в сечении  $x$  от действия единичной силы, приложенной по направлению искомого перемещения;  $\left( \frac{1}{r(x)} \right)$  – кривизна элемента в сечении  $x$  от нагрузки, при которой определяется прогиб.

Величина деформаций усиленных железобетонных конструкций в зависимости от метода усиления и предъявляемых требований может отсчитываться от первоначального состояния усиливаемой конструкции или состояния конструкции после усиления. Например, если усиление элементов железобетонного перекрытия осуществляется увеличением поперечного сечения путем наращивания снизу и предельно допустимые прогибы установлены исходя из конструктивных и эстетических требований, отсчет назначается от состояния перекрытия после усиления. В этом случае в расчет вводится дополнительная кривизна  $\left( \frac{1}{r_{ad}} \right)$  сечения после усиления.

### Вопросы для самоконтроля

1. Какие особенности работы железобетонных элементов, усиленных увеличением поперечного сечения под нагрузкой, позволяет учитывать деформационная модель расчета?
2. Какие гипотезы принимаются при расчете усиленных железобетонных элементов на основе деформационной модели?
3. В чем заключается особенность применения гипотезы плоских сечений для железобетонных элементов, усиленных под нагрузкой?
4. Изложите алгоритм расчета прочности железобетонных элементов, усиленных увеличением поперечного сечения под нагрузкой.
5. Как на основе деформационной модели рассчитывается ширина раскрытия трещин и деформации железобетонных элементов, усиленных под нагрузкой?

# Тема 11. УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ УВЕЛИЧЕНИЕМ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ В ЗОНЕ ДЕЙСТВИЯ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ. УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ КРУЧЕНИИ, МЕСТНОМ СЖАТИИ И ПРОДАВЛИВАНИИ

## 11.1. Общие положения

**Усиление зоны среза** конструкций производится увеличением их поперечного сечения путем устройства *наращивания, железобетонных обойм, рубашек*, а также увеличением поперечного армирования путем *установки дополнительной поперечной арматуры* в зоне среза **с обеспечением совместной работы** с конструкцией.

*Дополнительная поперечная арматура* принимается в виде арматурных стержней или стальных полос, нормальных или наклонных к продольной оси конструкции.

Совместная работа наращиваний, обойм, рубашек с бетоном конструкции в зоне среза обеспечивается, кроме связей сдвига (как при усилении сжатой зоны), воспринимающих сдвигающее усилие вдоль оси конструкции, устройством *поперечных связей*, работающих на сдвиг поперек оси конструкции в наклонном сечении. Поперечные связи выполняются в виде поперечных арматурных стержней, а также насечки и шпонок на боковых гранях усиливаемой конструкции.

Совместная работа дополнительной поперечной арматуры с усиливаемой конструкцией обеспечивается: *приваркой* к существующей арматуре; *приклеиванием* к бетону в зоне среза; *закреплением концов* в верхней и нижней зонах с помощью анкерных устройств. После установки в проектное положение дополнительная поперечная арматура обетонируется или покрывается антикоррозионными и огнезащитными составами.

Восстановление прочности конструкций с наклонными трещинами выполняется путем *инъектирования трещин* полимерраствором, позволяющим получить равнопрочное соединение частей конструкции.

При устройстве наращивания со стороны верхней и нижней граней конструкции (рис. 11.1, а) поперечные связи выполняют в виде скоб, приваренных концами к оголенной продольной арматуре конструкции и дополнительной продольной арматуре, выполняющей для них функцию анкера. Интенсивность поперечных связей на единицу длины элемента в этом случае должна быть не менее интенсивности существующего поперечного армирования:

$$v_{sw,ad} = \frac{f_{ywd,ad} A_{sw,ad}}{s_{ad}} \geq v_{sw}. \quad (11.1)$$

При устройстве наращивания со стороны боковых граней конструкции (рис. 11.1, б) на них выполняют шпонки или насечку, а дополнительную поперечную арматуру соединяют сваркой с арматурой усиливаемой конструкции с помощью пластин. В случае отсутствия на боковых гранях шпонок или насечки в расчете бетон наращивания не учитывается.

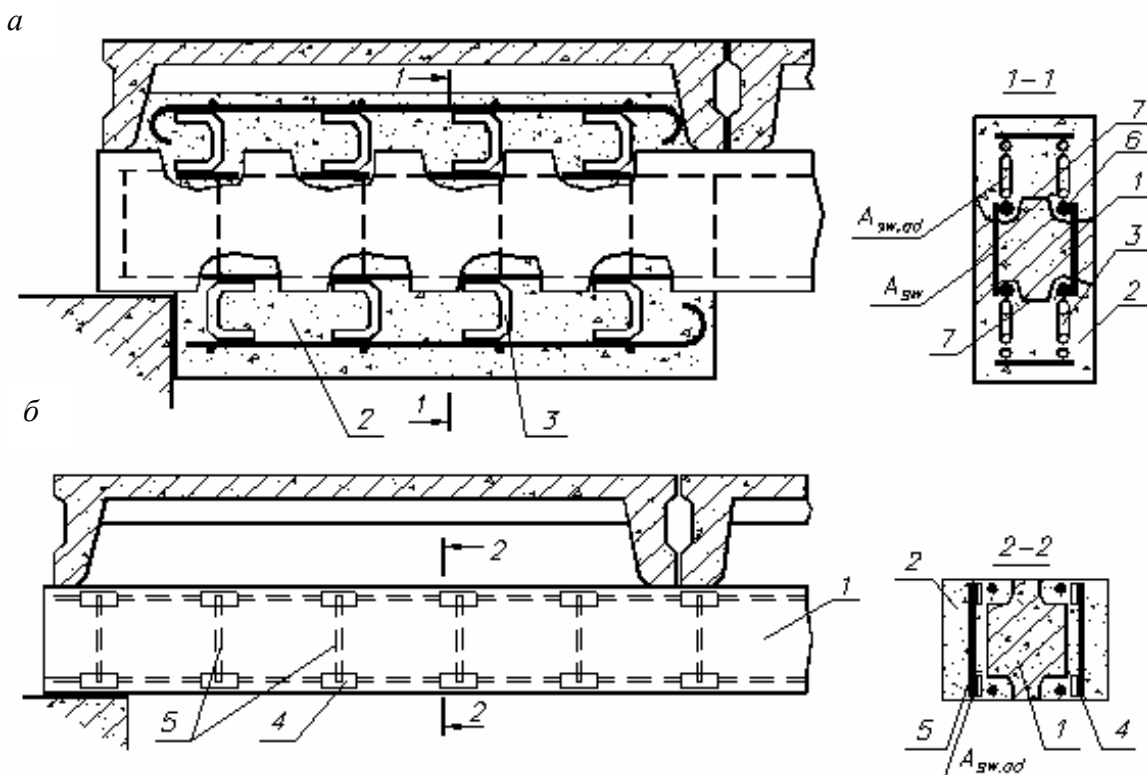


Рис. 11.1. Усиление зоны среза конструкций увеличением поперечного сечения: а – наращиванием со стороны верхней и нижней граней; б – наращиванием со стороны боковых граней: 1 – усиливаемая конструкция, 2 – бетон наращивания, 3 – скоба, 4 – пластина, 5 – дополнительная поперечная арматура, 6 – оголенная арматура конструкции, 7 – насечка поверхности

Совместную работу железобетонных обжимов и рубашек с усиливаемой конструкцией в зоне среза обеспечивают, кроме шпонок и насечки на контактной поверхности, установкой дополнительной поперечной арматуры (рис. 11.2). В случае устройства рубашки свободные концы поперечной арматуры приваривают к продольной арматуре конструкции или заанкеривают с помощью дополнительных анкеров (при тавровом сечении).

Дополнительная поперечная арматура может устанавливаться в подготовленных пазах с закреплением ее полимерраствором. Арматура устанавливается перпендикулярно направлению наклонных трещин (при их на-

личии) или под углом  $45^\circ$  (при отсутствии наклонных трещин) с необходимой длиной анкеровки в обе стороны от трещин, определяемой по формуле

$$l_{bd} \geq \frac{f_{ywd,ad} A_{sw,ad}}{f_{cd,sh} (b' + 2h')}, \quad (11.2)$$

где  $f_{ywd,ad}$  и  $A_{sw,ad}$  – расчетное сопротивление и площадь поперечного сечения клеиваемой арматуры;  $f_{cd,sh}$  – расчетное сопротивление срезу бетона усиливаемой конструкции;  $b'$ ,  $h'$  – ширина и глубина паза.

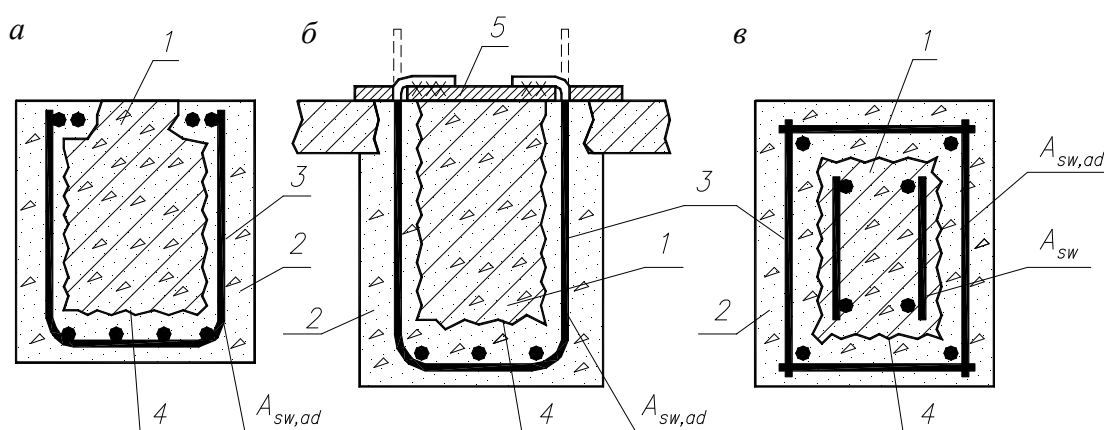


Рис. 11.2. Усиление зоны среза конструкций увеличением поперечного сечения: а – рубашкой при прямоугольном сечении; б – рубашкой при тавровом сечении; в – обоймой, 1 – усиливаемая конструкция, 2 – монолитный бетон, 3 – дополнительная поперечная арматура, 4 – насечка поверхности, 5 – анкерная пластина

Дополнительная поперечная стержневая арматура, закрепленная по концам приваркой к существующей арматуре или с помощью анкеров, при усилении может выполняться с предварительным напряжением. Предварительное напряжение создают приданием уклона поперечным стержням путем их стягивания попарно с помощью стяжных болтов или завинчиванием гаек на концах поперечных стержней при их нагревании. После выполнения предварительного напряжения гайки на болтах заваривают. Для исключения закручивания усиливаемой конструкции напряжение в поперечных стержнях должно создаваться одновременно с обеих сторон конструкции. Величина предварительного напряжения дополнительной поперечной арматуры принимается равной 70...100 МПа.

Для закрепления дополнительной поперечной арматуры на усиливаемых конструкциях в зоне среза со стороны верхней и нижней граней уста-

навливают анкерные устройства в виде уголков или швеллеров (рис. 11.3, *а*). При усилении конструкций таврового сечения крепежные уголки устанавливают под полкой и заанкеривают болтами, пропускаемыми через отверстия в полке (рис. 11.3, *б*).

Установка дополнительной поперечной арматуры, наклонной к продольной оси элемента и закрепленной по концам, выполняется в специально пробитые на боковых поверхностях борозды, которые затем заделывают полимерраствором (рис. 11.3, *в*).

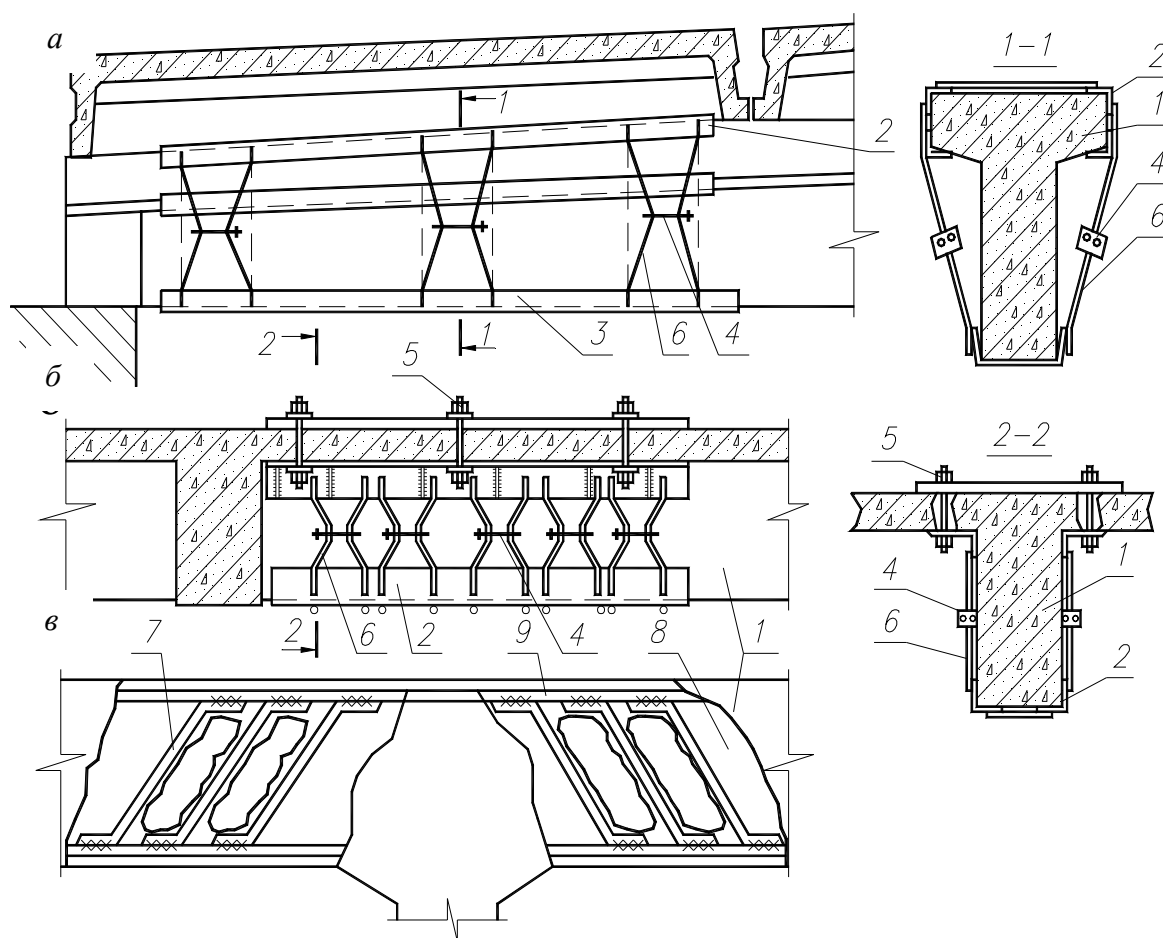


Рис. 11.3. Усиление зоны среза конструкций установкой дополнительной поперечной арматуры: *а* – сборной балки; *б* – балки монолитного перекрытия; *в* – балки с наклонными стержнями, 1 – усиливаемая конструкция, 2 – уголок, 3 – швеллер, 4 – стяжной болт, 5 – болт, 6 – дополнительная поперечная арматура, 7 – накладная арматура, 8 – борозды на боковой поверхности, 9 – существующая арматура

Площадь поперечного сечения дополнительной поперечной арматуры и толщина наращивания определяется расчетом.

## 11.2. Расчет прочности

Расчет прочности железобетонных конструкций с усиленной зоной среза на действие поперечных сил производится с учетом совместной работы элементов усиления с усиливаемой конструкцией и коэффициентов условий работы дополнительного бетона и поперечной арматуры ( $\gamma_{c,ad}, \gamma_{sw,ad}$ ).

Коэффициенты условий работы бетона наращивания и дополнительной поперечной арматуры в зоне среза принимаются равными:

– при отсутствии в момент усиления наклонных трещин в зоне среза

$$\gamma_{c,ad} = 1, \quad \gamma_{sw,ad} = 1;$$

– при наличии в момент усиления наклонных трещин в зоне среза и усилении дополнительной поперечной арматуры с предварительным напряжением

$$\gamma_{c,ad} = 0,9, \quad \gamma_{sw,ad} = 0,9;$$

– при наличии в момент усиления наклонных трещин в зоне среза и усилении дополнительной поперечной арматурой без предварительного напряжения

$$\gamma_{c,ad} = 0,7, \quad \gamma_{sw,ad} = 0,7.$$

Для обеспечения прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами усиленной конструкции должно выполняться условие

$$V_{Sd} \leq 0,3\eta_{w1}\eta_{c1}f_{cd,red}(b + b_{ad})(d + h'_{ad}), \quad (11.3)$$

где  $\eta_{w1}$  – коэффициент, учитывающий влияние хомутов, нормальных к продольной оси конструкции

$$\eta_{w1} = 1 + 5\alpha_E\rho_{sw} \leq 1,3; \quad (11.4)$$

$$\alpha_E = E_s/E_{c,red}, \quad \rho_{sw} = \frac{A_{sw}/s + A_{sw,ad}/s_{ad}}{b + b_{ad}}; \quad (11.5)$$

$$E_{c,red} = \frac{E_c b d + E_{c,ad} [b_{ad} d + (b + b_{ad}) h'_{ad}]}{(b + b_{ad})(d + h'_{ad})}; \quad (11.6)$$

$A_{sw,ad}, s_{ad}$  – соответственно площадь поперечного сечения и шаг дополнительной поперечной арматуры;

$$\eta_{c1} = 1 - \beta_4 f_{cd,red}; \quad (11.7)$$

$\beta_4 = 0,01$  (здесь  $f_{cd,ad}$  в МПа);

$$f_{cd,red} = \frac{f_{cd}bd + f_{cd,ad} [b_{ad}d + (b + b_{ad})h'_{ad}]}{(b + b_{ad})(d + h'_{ad})}, \quad (11.8)$$

$f_{cd}$ ,  $f_{cd,ad}$  – соответственно расчетное сопротивление сжатию бетона конструкции и бетона наращивания.

Расчет усиленных железобетонных конструкций на действие поперечной силы для обеспечения прочности *по наклонной трещине* производится (рис. 11.4) из условия

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} = V_{cd} + V_{sw} + V_{s,inc}, \quad (11.9)$$

где  $V_{cd}$  – поперечное усилие, воспринимаемое бетоном усиленной конструкции

$$V_{cd} = \frac{M_{cd}}{l_{inc}}, \quad (11.10)$$

$$M_{cd} = \eta_{c2} (1 + \eta_f + \eta_n) f_{ctd,red} (b + b_{ad}) (d + h'_{ad})^2; \quad (11.11)$$

$$f_{ctd,red} = \frac{f_{ctd}bd + f_{ctd,ad} [b_{ad}d + (b + b_{ad})h'_{ad}]}{(b + b_{ad})(d + h'_{ad})}; \quad (11.12)$$

$f_{ctd}$ ,  $f_{ctd,ad}$  – расчетное сопротивление растяжению соответственно бетона конструкции и бетона наращивания;  $\eta_{c2}$ ,  $\eta_{c3}$ ,  $\eta_f$ ,  $\eta_N$  – коэффициенты, принимаемые по [8];

$V_{sw}$  – поперечное усилие, воспринимаемое поперечной арматурой, нормальной к продольной оси усиливаемой конструкции

$$V_{sw} = (v_{sw} + v_{sw,ad}) \cdot l_{inc,cr}, \quad (11.13)$$

$$v_{sw} = f_{ywd} A_{sw} / s, \quad v_{sw,ad} = f_{ywd,ad} A_{sw,ad} / s_{ad} \geq v_{sw}, \quad (11.14)$$

$s_{ad}$  – шаг дополнительной поперечной арматуры, принимается: при высоте сечения конструкции с учетом наращивания, равной или менее 450 мм – не более  $0,5(h + h'_{ad})$  и не более 150 мм; при высоте сечения конструкции с

учетом наращивания более 450 мм - не более  $\frac{1}{3}(h + h'_{ad})$  и не более 500 мм;

$V_{s,inc}$  – поперечное усилие, воспринимаемое дополнительной наклонной поперечной арматурой, пересекающей опасную наклонную трещину

$$V_{s,inc} = f_{ywd,ad} A_{s,inc,ad} \sin \Theta, \quad (11.15)$$



$\Theta$  – угол наклона дополнительной поперечной арматуры к продольной оси конструкции;  $A_{s,inc,ad}$  – площадь сечения дополнительной наклонной поперечной арматуры, пересекающей опасную наклонную трещину.

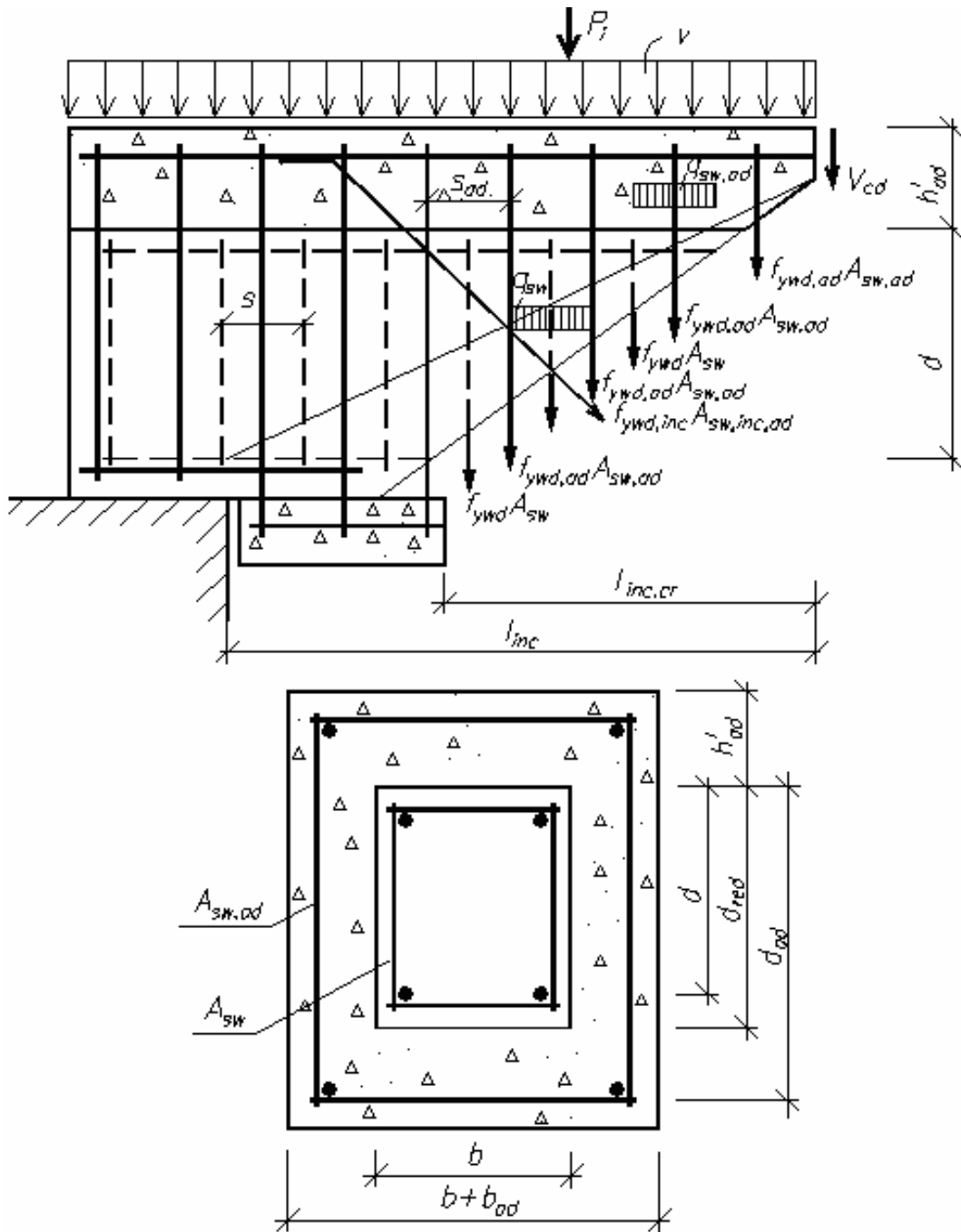


Рис. 11.4. Схема усилий в наклонном сечении усиленной конструкции

Длина проекции опасной наклонной трещины на продольную ось конструкции принимается из минимума выражения  $(V_{cd} + V_{sw} + V_{s,inc})$ , где в выражение для  $V_{cd}$  вместо  $l_{inc}$  подставляется  $l_{inc,cr}$ , при этом значение

$l_{inc,cr}$  принимается не более  $2(d + h'_{ad})$  и не более значения  $l_{inc}$ , а также не менее  $(d + h'_{ad})$ , если  $l_{inc} \geq d + h'_{ad}$ .

При действии на усиленную конструкцию сосредоточенных сил значения  $l_{inc}$  принимаются равными расстояниям от опоры до точек приложения этих сил.

При действии на усиленную конструкцию равномерно распределенной нагрузки  $v$  значение  $l_{inc,cr}$  для расчета  $V_{sw}$  принимается равным наименьшей из трех величин:

$$l_{inc}; \quad 2(d + h'_{ad}); \quad \sqrt{\frac{M_{cd}}{v_{sw} + v_{sw,ad}}} \geq d + h'_{ad}.$$

Тогда значение  $l_{inc}$  для расчета  $V_{cd}$  вычисляется в случае:

– если  $l_{inc,cr} = l_{inc}$  – по формуле (а) – при усилении без наклонных трещин, (б) – то же с наклонными трещинами

$$l_{inc} = \sqrt{M_{cd} / (v + v_{sw} + v_{sw,ad})}, \quad (a)$$

$$l_{inc} = \sqrt{M_{cd} / (v + v_{sw})}, \quad (б)$$
(11.16)

– если  $l_{inc,cr} = 2(d + h'_{ad})$  или  $l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{M_{cd}}{v_{sw} + v_{sw,ad}}}$ , а также  $l_{inc,cr} = d + h'_{ad}$  – по формуле

$$l_{inc} = \sqrt{M_{cd} / v} \quad . \quad (11.17)$$

Значение поперечной силы принимается равным

$$V_{Sd} = V_{max} - vl_{inc}, \quad (11.18)$$

где  $V_{max}$  – поперечная сила в опорном сечении усиленной конструкции.

Если перед усилением конструкции выявлены наклонные трещины в зоне среза, то длина проекции опасной наклонной трещины на продольную ось  $l_{inc,cr}$  принимается равной фактической длине проекции магистральной наклонной трещины, если она меньше ее расчетного значения.

Расстояние между поперечными стержнями усиленной конструкции и дополнительными поперечными стержнями, а также между концом предыдущего и началом последующего наклонного дополнительного стержня по длине зоны среза не должно превышать величины

$$s_{max} = \frac{\eta_{c4} f_{ctd,red} (b + b_{ad}) (d + h'_{ad})^2}{V_{Sd}}. \quad (11.19)$$

### 11.3. Усиление коротких консолей

Усиление коротких консолей колонн, работающих преимущественно на срез, производится увеличением их поперечного сечения путем *наращивания*, а также *установкой дополнительной горизонтальной или наклонной предварительно напряженной арматуры*.

**Нарращивание консолей** (рис. 11.5, а) производится, как правило, снизу с установкой дополнительной замкнутой поперечной арматуры диаметром не менее 6 мм. Класс бетона наращивания принимается не менее чем класс бетона усиливаемой консоли. Поперечная арматура наращивания соединяется с оголенной арматурой колонны. Шаг дополнительной поперечной арматуры должен быть не более четверти вылета консоли и не более 150 мм. Минимальный процент поперечного армирования принимается не менее 1 %. Необходимая высота наращивания определяется расчетом и должна составлять не менее длины вылета консоли.

При необходимости одновременного усиления консоли и сжатой зоны части колонн ниже консоли применяется наращивание на всю высоту подконсольной части колонны (рис. 11.5, б).

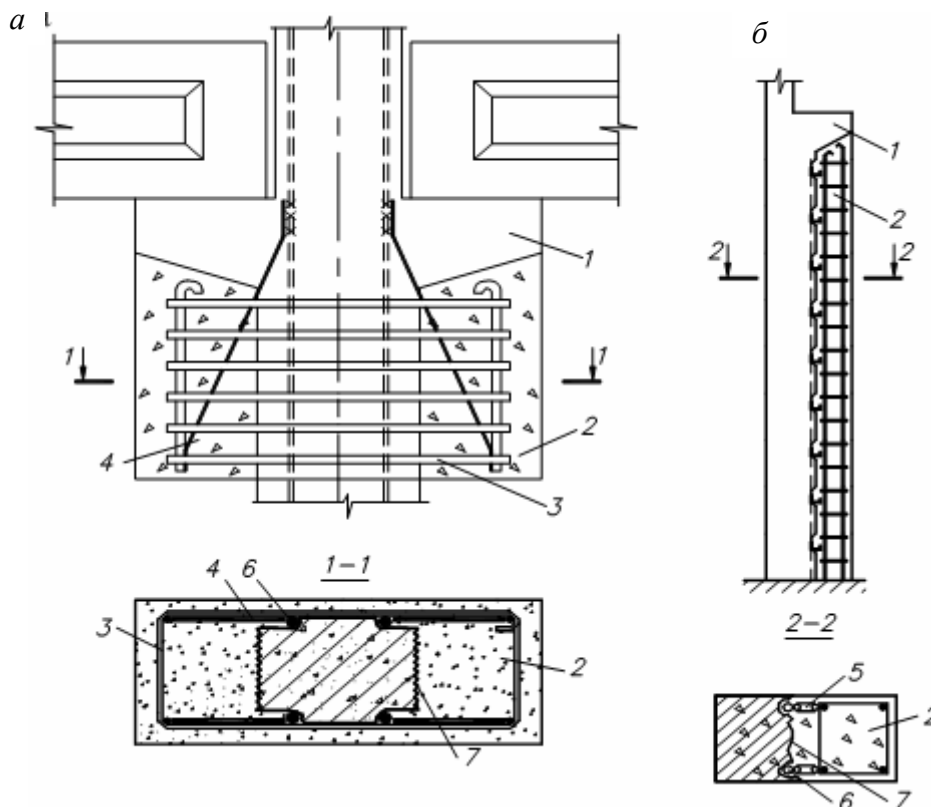


Рис. 11.5. Усиление коротких консолей колонн: а – наращиванием; б – наращиванием по длине подконсольной части: 1 – усиливаемая консоль, 2 – бетон наращивания, 3 – замкнутая арматура, 4 – наклонная поперечная арматура, 5 – скобы, 6 – оголенная арматура колонны, 7 – насечка

Дополнительную наклонную или горизонтальную поперечную арматуру устанавливают по боковым граням консолей и закрепляют по концам с помощью металлических крепежных элементов (рис. 11.6). Предварительное напряжение создают путем взаимного стягивания посредством стяжных болтов или завинчиванием гаек по концам в сочетании с нагреванием дополнительной арматуры. Необходимая площадь поперечного сечения дополнительной поперечной арматуры определяется расчетом.

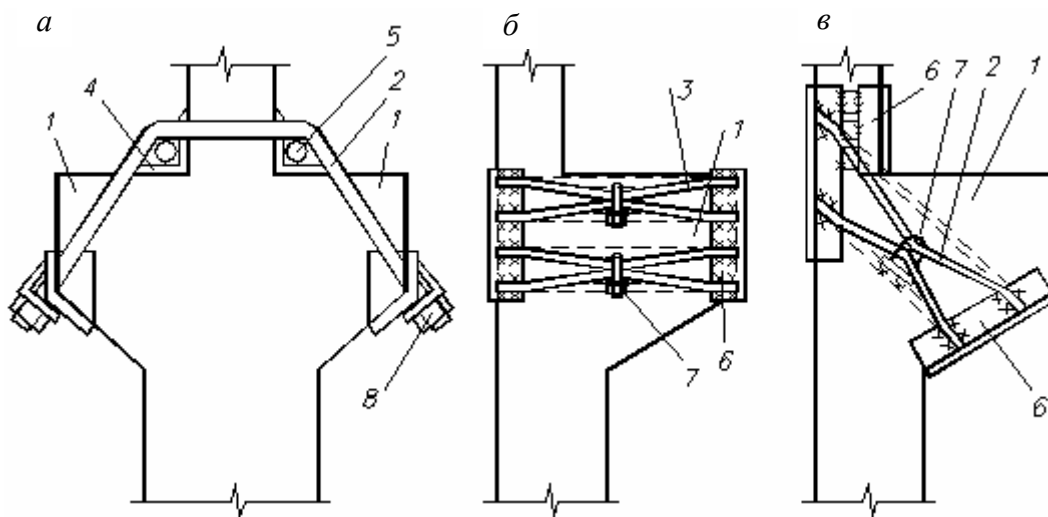


Рис. 11.6. Усиление коротких консолей колонн установкой дополнительной предварительно напряженной поперечной арматуры: а, в – наклонной; б – горизонтальной, 1 – усиливаемая консоль, 2 – наклонная арматура, 3 – горизонтальная арматура, 4 – уголок-накладка, 5 – упор, 6 – уголок, 7 – стяжной болт, 8 – гайка

#### 11.4. Усиление при кручении

Усиление конструкций при кручении производится увеличением их поперечного сечения путем устройства *железобетонных обойм* с дополнительной продольной и поперечной арматурой с обеспечением совместной работы с бетоном конструкций (рис. 11.7, а). Совместная работа бетона обойм с бетоном усиливаемой конструкции обеспечивается устройством *шпонок и насечки*, а также посредством *поперечных связей* в виде скоб, соединяющих дополнительную арматуру усиления с существующей арматурой усиливаемой конструкции.

Вязанные поперечные хомуты должны быть *замкнутыми* с надежной анкерровкой по концам. Сварные поперечные стержни должны быть приварены к угловым продольным стержням, образуя замкнутый контур. Класс бетона обойм принимается не ниже класса бетона усиливаемой конструкции.

Дополнительная поперечная арматура, установленная по периметру сечения и заанкеренная по концам с помощью уголков, может выполняться

с предварительным напряжением путем взаимного стягивания стержней с помощью стяжных болтов. Величина предварительного напряжения дополнительной поперечной арматуры принимается равной 70...100 МПа. После выполнения предварительного напряжения дополнительная поперечная арматура обетонируется (рис. 11.7, б).

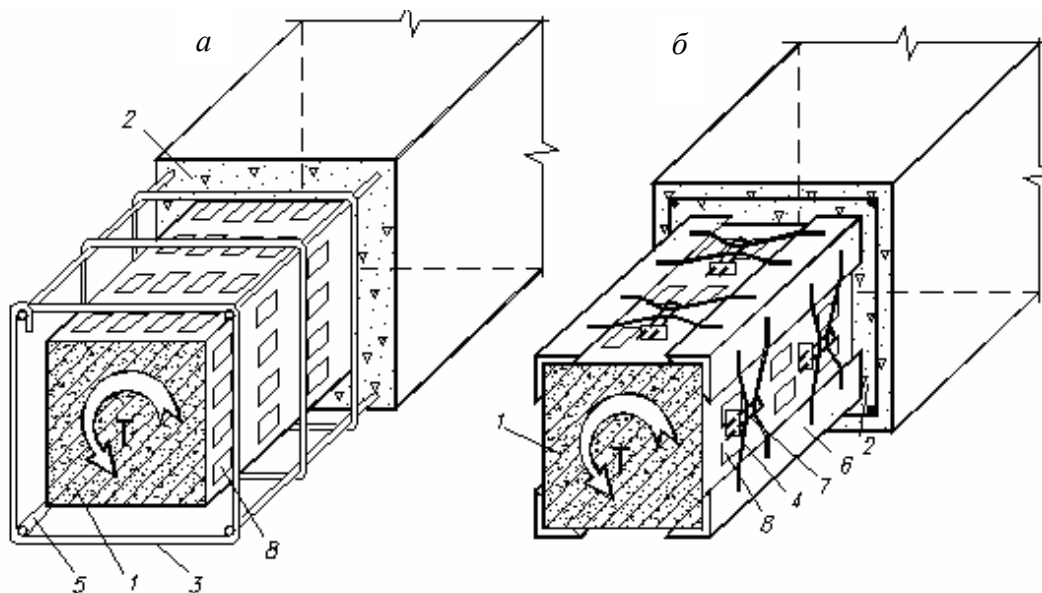


Рис. 11.7. Усиление конструкций при кручении железобетонной облоймой: *а* – с поперечной арматурой без предварительного напряжения; *б* – с предварительно напряженной поперечной арматурой: 1 – усиливаемая конструкция, 2 – бетон облоймы, 3 – замкнутая поперечная арматура, 4 – предварительно напряженная поперечная арматура, 5 – продольная арматура облоймы, 6 – уголок, 7 – стяжной болт, 8 – насечка

Расчет прочности усиленных железобетонных конструкций на действие крутящих моментов производится с учетом совместной работы элементов усиления с усиливаемой конструкцией и применением коэффициентов условий работы бетона и арматуры:  $\gamma_{c,ad} \cdot \gamma_{s,ad} \cdot \gamma_{sw,ad}$ .

Коэффициенты условий работы бетона облоймы и дополнительной продольной арматуры в зоне действия крутящих и изгибающих моментов принимаются равными:

- при усилении под нагрузкой, не превышающей 65 % расчетной,

$$\gamma_{c,ad} = 1, \quad \gamma_{s,ad} = 1, \quad \gamma_{sw,ad} = 1;$$

- при невозможности достижения требуемой степени разгрузки

$$\gamma_{c,ad} = 0,9, \quad \gamma_{s,ad} = 0,9, \quad \gamma_{sw,ad} = 0,7.$$

Коэффициенты условий работы дополнительного бетона и поперечной арматуры в зоне действия крутящих моментов и поперечных сил принимаются равными:

- при отсутствии перед усилением спиральных или наклонных трещин

$$\gamma_{c,ad} = 1, \quad \gamma_{sw,ad} = 1;$$

- при наличии спиральных или наклонных трещин при усилении дополнительной поперечной арматурой без предварительного напряжения

$$\gamma_{c,ad} = 0,7, \quad \gamma_{sw,ad} = 0,7;$$

- при наличии спиральных или наклонных трещин при усилении предварительно напряженной дополнительной поперечной арматурой

$$\gamma_{c,ad} = 0,9, \quad \gamma_{sw,ad} = 0,9.$$

Шаг дополнительных поперечных стержней у грани параллельной плоскости изгиба принимается равным:

- при высоте сечения усиленного элемента не более 450 мм не более

$$0,5(d + h'_{ad} + h_{ad}) \text{ и не более } 150\text{мм};$$

- при высоте сечения усиленного элемента более 450 мм не более

$$\frac{1}{3}(d + h'_{ad} + h_{ad}) \text{ и не более } 500\text{мм}.$$

Шаг дополнительных поперечных стержней у грани перпендикулярной плоскости изгиба принимается равным не более  $(2b + b_{ad})$  и не более 600 мм.

### 11.5. Усиление при местном сжатии и продавливании

Усиление конструкций при местном смятии и продавливании производится увеличением площади опирания вышерасположенных конструкций путем устройства *железобетонных опорных обойм* и *пространственных стальных распорок*.

При устройстве *железобетонных опорных обойм* (рис. 11.8) совместная работа с усиливаемой конструкцией обеспечивается устройством на контактирующей поверхности шпонок и насечки. Дополнительная поперечная арматура обойм в обоих направлениях соединяется сваркой с оголенной арматурой конструкции. Конструктивные требования при устройстве опорных обойм, аналогичны, как при усилении коротких консолей.

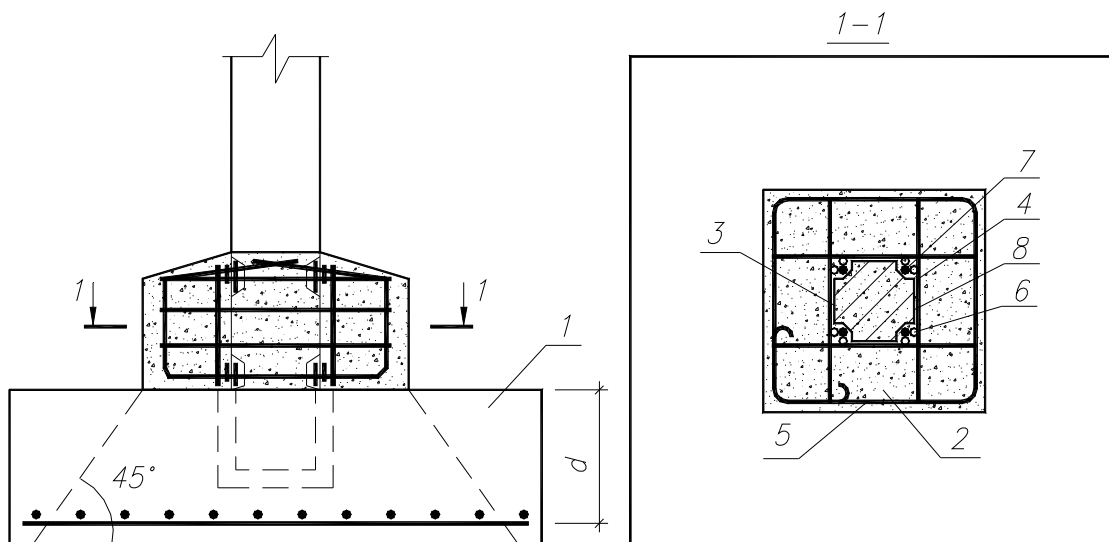


Рис. 11.8. Усиление при продавливании устройством опорной железобетонной обоймы:  
 1 – усиливаемая конструкция, 2 – бетон обоймы, 3 – колонна,  
 4 – арматура обоймы, 5 – окаймляющая арматура, 6 – коротыши,  
 7 – оголенная арматура колонны, 8 – насечка поверхности

**Пространственные стальные распорки** состоят из нижней обвязки, установленной на цементно-песчаном растворе, верхней угловой обвязки, охватывающей по периметру опорную железобетонную обойму на колонне, и стальных подкосов, соединяющих обвязки между собой (рис. 11.9).

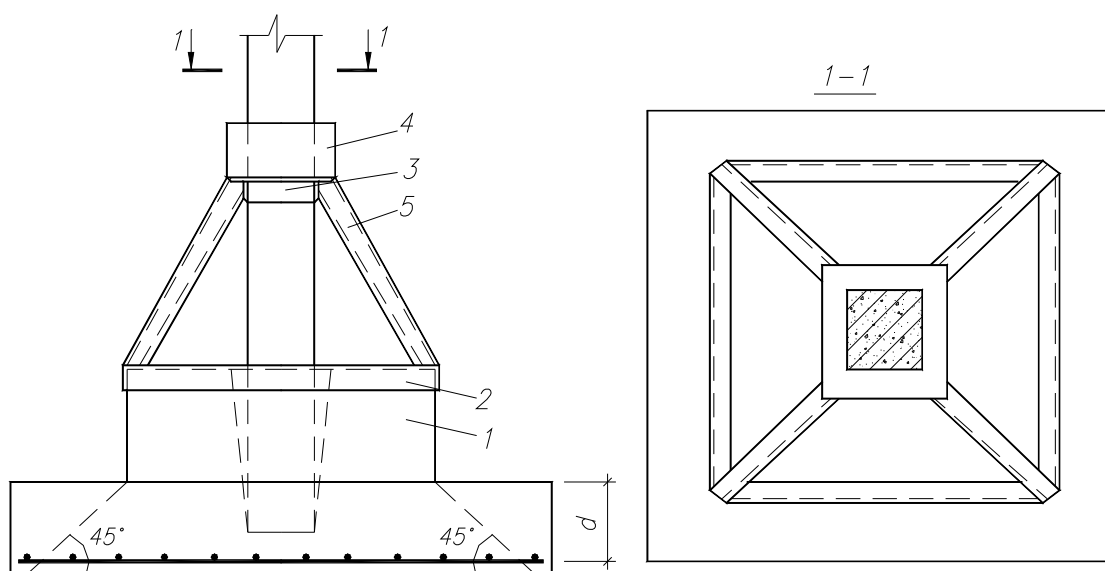


Рис. 11.9. Усиление при продавливании устройством пространственных распорок:  
 1 – усиливаемая конструкция, 2 – нижняя обвязка из уголков, 3 – верхняя обвязка из уголков,  
 4 – опорная железобетонная обойма, 5 – пространственные распорки из уголков

Расчетные усилия в элементах пространственных стальных распорок определяются как в статически определимой пространственной ферме. Сечения стальных элементов определяются расчетом по [11].

### Вопросы для самоконтроля

#### *Усиление зоны среза*

1. Каким образом, в общем случае, производится усиление зоны среза эксплуатируемых железобетонных конструкций?
2. Как обеспечивается совместная работа дополнительного бетона и поперечной арматуры с усиливаемым в зоне среза железобетонным элементом?
3. Каким образом производится восстановление прочности железобетонных конструкций с наклонными трещинами в зоне среза?
4. Приведите примеры усиления зоны среза железобетонных конструкций устройством наращивания, железобетонной рубашки и обоймы.
5. С какой целью и как осуществляется предварительное напряжение дополнительной поперечной арматуры при усилении зоны среза?
6. Чему равны коэффициенты условий работы дополнительного бетона и поперечной арматуры при расчете прочности по наклонному сечению усиленных железобетонных элементов?
7. Приведите примеры и конструктивные требования при усилении зоны среза коротких железобетонных консолей.
8. Изложите алгоритм расчета прочности по наклонному сечению усиленных в зоне среза железобетонных элементов.

#### *Усиление при кручении, местном сжатии и продавливании*

9. Как, в общем случае, производится усиление эксплуатируемых железобетонных конструкций при кручении?
10. Как обеспечивается совместная работа дополнительного бетона и поперечной арматуры с усиливаемым при кручении железобетонным элементом?
11. Приведите примеры усиления железобетонных элементов при кручении.
12. Чему равны коэффициенты условий работы дополнительного бетона и арматуры при расчете прочности усиленных железобетонных элементов при кручении?
13. Приведите примеры усиления железобетонных элементов при местном сжатии и продавливании.

## Тема 12. МЕТОДЫ УСИЛЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ С ИЗМЕНЕНИЕМ ИХ РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ

Усиление конструкций с изменением расчетной схемы производится *изменением места передачи нагрузок на конструкцию; повышением степени внешней статической неопределимости* путем устройства дополни-



тельных жестких и упругих опор, постановкой дополнительных связей при обеспечении неразрезности и пространственной работы конструкций; *повышением степени внутренней статической неопределимости* путем устройства затяжек, распорок, шпренгелей, шарнирно-стержневых цепей.

### 12.1. Изменение места передачи нагрузки

Изменение места передачи нагрузки на конструкцию производят с помощью специальных *распределительных устройств*, позволяющих добиться перераспределения сосредоточенных нагрузок на существующие конструкции и уменьшения в них изгибающих моментов. Распределительные устройства могут быть железобетонными или металлическими и располагаться сверху или снизу конструкции. Характерной особенностью этого метода усиления является наличие *зазора* между усиливаемой конструкцией и распределительным устройством по длине между точками контакта. Зазор должен быть не меньше максимальной величины прогиба выше расположенного элемента (распределительного устройства или усиливаемой конструкции).

При установке распределительных устройств сверху усиливаемой конструкции (рис. 12.1, *а*) уменьшается трудоемкость производства работ по усилению, но создаются препятствия для передвижения людей и народного транспорта, перепады отметок перекрытия. Нагрузка от распределительных устройств на существующую конструкцию передается через опорные подушки, представляющие собой стальные пластины, уложенные на цементно-песчаный раствор.

При невозможности создания перепадов высот на перекрытии распределительные устройства подвешиваются снизу усиливаемой конструкции (рис. 12.1, *б*). Нагрузка на распределительные устройства в этом случае передается с помощью стоек, пропущенных через отверстия в перекрытии. Нагрузка от распределительных устройств на существующую конструкцию передается через подвески, представляющие собой стальные тяжи, пропущенные в отверстия перекрытия и заанкеренные с помощью пластин на цементно-песчаном растворе.

В случае необходимости полной передачи дополнительной нагрузки с одной конструкции на другие опоры распределительных устройств размещают за пределами усиливаемой конструкции (рис. 12.2).

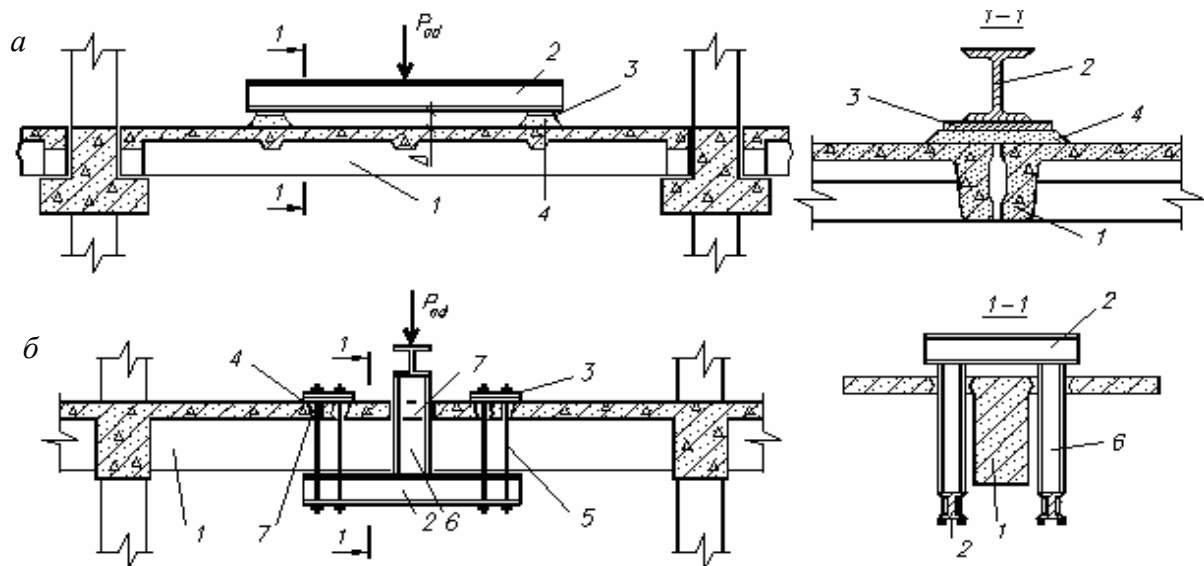


Рис. 12.1. Усиление конструкций изменением места передачи нагрузки:  
*а* – при расположении распределительных устройств сверху конструкции; *б* – то же, снизу конструкции; 1 – усиливаемая конструкция, 2 – распределительная балка, 3 – опорная пластина, 4 – цементно-песчаный раствор, 5 – тяжи, 6 – стойка, 7 – отверстия в плите

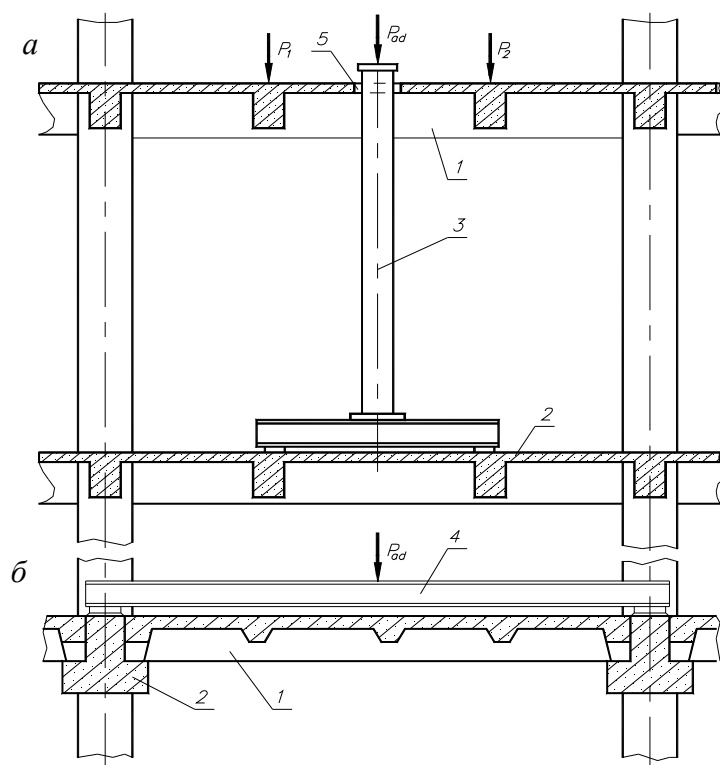


Рис. 12.2. Полная передача дополнительной нагрузки на другие конструкции:  
*а* – посредством стоек на нижерасположенное перекрытие; *б* – посредством распределительной балки на ригели перекрытия; 1 – разгружаемая конструкция, 2 – конструкция, на которую передается дополнительная нагрузка, 3 – стойка, 4 – распределительная балка, 5 – отверстия в перекрытии

## 12.2. Повышение степени внешней статической неопределенности

Усиление конструкций подведением *дополнительных жестких опор* – эффективный метод усиления, позволяющий многократно увеличить нагрузку на конструкции. Метод применяется, когда существует возможность уменьшения габаритов помещения. К жестким относятся опоры, осадка которых соизмерима с осадкой существующих опор (не более 10 % от прогиба усиливаемой конструкции) и которой можно пренебречь при расчете.

Дополнительные жесткие опоры выполняют в виде одиночных стоек с самостоятельными фундаментами, подкосов и подвесок с опиранием на существующие конструкции. Дополнительные жесткие опоры изготавливают из железобетона или металла.

При устройстве дополнительных жестких опор с опиранием на самостоятельные фундаменты (рис. 12.3) следует учитывать, что основание под подошвой существующих фундаментов уплотнено в результате длительной загрузки, поэтому для уменьшения осадки фундамента дополнительной опоры грунт под ним предварительно обжимают или устраивают под ним развитую песчано-щебеночную подушку, распределяющую давление на основание.

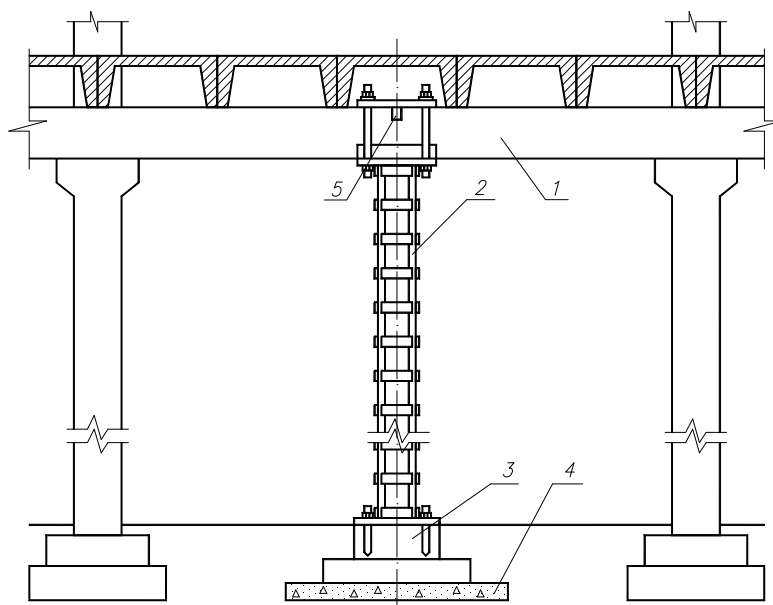


Рис. 12.3. Усиление конструкции дополнительной жесткой опорой с самостоятельным фундаментом: 1 – усиливаемая конструкция; 2 – стойка дополнительной опоры; 3 – фундамент опоры; 4 – песчано-щебеночная подушка; 5 – надрез

Дополнительные жесткие опоры в виде подкосов (рис. 12.4, *а*) и подвесок (рис. 12.4, *б*) передают нагрузку на существующие фундаменты, что позволяет избежать осадки, хотя в ряде случаев и требует их предварительного усиления. В случае передачи нагрузки от дополнительных подкосов на колонны для восприятия возникающего распора устраивают затяжки.

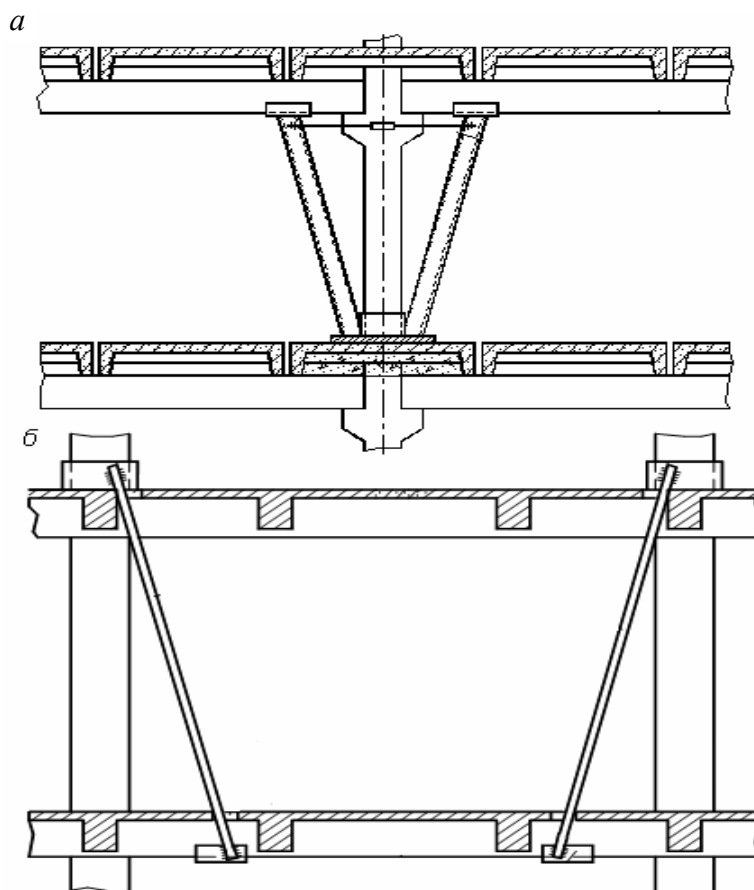


Рис. 12.4. Усиление дополнительными жесткими опорами в виде:  
*а* – подкосов; *б* – подвесок

Для включения дополнительных жестких опор в совместную работу производится обязательное подклинивание конструкций с помощью домкратов и клиньев. При усилении конструкций дополнительными жесткими опорами следует *стремиться к максимальной разгрузке* усиливаемой конструкции на момент усиления, так как перераспределяться по новой схеме будет только нагрузка, приложенная к конструкции после подведения опоры.

При невозможности эффективного разгружения усиливаемой конструкции выполняется предварительный подъем усиливаемой конструкции в месте установки дополнительной опоры.

Подъем производится силой

$$R = R_u - R_{ad}, \quad (12.1)$$

где  $R_u$  – реакция дополнительной опоры от полной нагрузки;  $R_{ad}$  – реакция дополнительной опоры от нагрузки, приложенной к конструкции после усиления.

Усилие подъема конструкции  $R$  может также определяться исходя из величины прогиба усиливаемой конструкции.

При отсутствии верхней арматуры или малой площади ее сечения над дополнительной опорой, конструкция после образования трещин рассматривается как разрезная. В этом случае устраивается уширение опоры для усиливаемой конструкции на дополнительную опору, учитывающее возможное отклонение в развитии трещин, или формируется магистральное направление трещины путем надреза конструкции сверху по оси дополнительной опоры глубиной не менее 50 мм (см. рис. 12.3, поз. 5).

**Дополнительные упругие опоры** менее эффективны, однако позволяют в меньшей степени стеснить свободное пространство помещений. К упругим опорам относятся дополнительные опоры, осадка которых соизмерима с прогибом усиливаемой конструкции (более 10 % от прогиба). Дополнительные упругие опоры создают с помощью балок (железобетонных или металлических) (рис. 12.5, *а, б*), металлических ферм (рис. 12.5, *в*) или подвесок, расположенных со стороны верхней, нижней или боковых граней усиливаемой конструкции и опираемых на опорные части конструкции или самостоятельные опоры. Нагрузка от усиливаемой конструкции передается через расклинивающие прокладки, позволяющие включить дополнительные упругие опоры в совместную работу.

При устройстве дополнительных упругих опор также следует стремиться к максимальной разгрузке усиливаемой конструкции, так как по новой схеме будет перераспределяться только нагрузка, приложенная после усиления.

Для усиления изгибаемых большепролетных конструкций многопролетных зданий эффективно выполнять дополнительные упругие опоры в виде *двухконсольных кронштейнов*. Кронштейны выполняются с помощью прокатных профилей, опирающихся на оголовки колонн (рис. 12.6, *а*), или с помощью треугольных ферм (рис. 12.6, *б*). Кронштейны устанавливаются попарно со стороны боковых граней усиливаемой конструкции, соединяют между собой опорными элементами и соединительными планками. Высоту опорной части кронштейнов принимают равной высоте опорных частей усиливаемых балок. Длина вылета консолей не превышает  $1/4 \dots 1/6$  пролета усиливаемой конструкции.

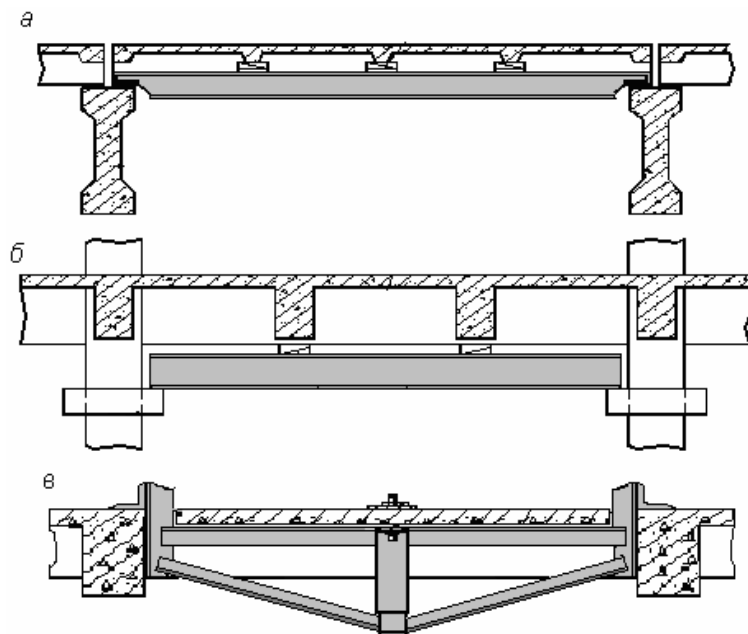


Рис. 12.5. Усиление конструкций дополнительными упругими опорами в виде:  
*а, б* – балок, *в* – треугольной фермы

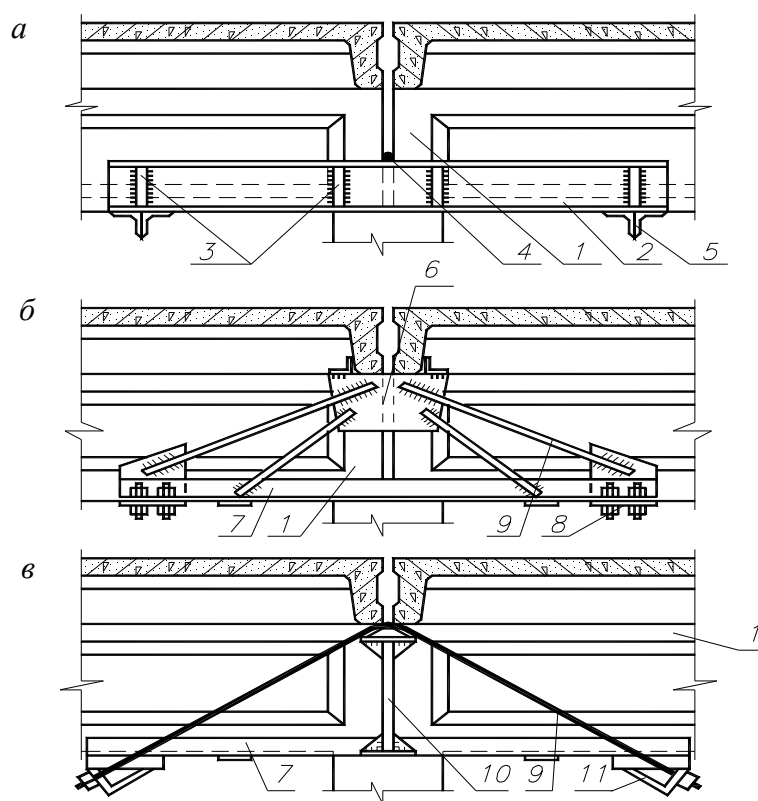


Рис. 12.6. Усиление конструкций дополнительными упругими опорами в виде двухконсольных кронштейнов: *а* – из прокатных профилей; *б, в* – из треугольных ферм: 1 – усиливаемая конструкция, 2 – стальная балка, 3 – ребра жесткости, 4 – соединительный стержень или пластина, 5 – опорный столик, 6 – соединительная накладка, 7 – уголок, 8 – опорный элемент, 9 – тяж, 10 – упор

Опорные элементы кронштейнов выполняют в виде седлообразных накладок, устанавливаемых сверху смежных усиливаемых балок (рис. 12.6, б) или в виде опорного листа толщиной 20...30 мм, вставляемого в зазор между сборными балками, и передающего нагрузку через распределительную накладку на оголовок колонны (рис. 12.6, в). При этом опорные элементы не должны быть жестко закреплены, а иметь возможность сдвига на уровне грани в обе стороны на 5...10 мм.

Включение кронштейнов в совместную работу производят расклиниванием с контролем прогиба или подвеской тарированного груза весом, равным величине опорной реакции (12.1), и укладкой в образовавшийся зазор фиксирующих прокладок.

Для опирания элементов дополнительных опор на существующие колонны на последних устраивают специальные **опорные хомуты**. Опорные хомуты могут быть как железобетонными, так и металлическими с последующим обетонированием или без него.

Железобетонные опорные хомуты (рис. 12.7, а) армируют, аналогично коротким консолям, наклонной или замкнутой горизонтальной арматурой. Перед устройством опорных хомутов бетонная поверхность колонны скалывается на толщину защитного слоя бетона. Поперечную арматуру приваривают к оголенной арматуре колонн.

Металлические опорные хомуты (рис. 12.7, б) выполняют из швеллеров, которые приваривают к оголенной арматуре колонн. Перед приваркой отрезки швеллеров устанавливают в проектное положение и соединяют между собой стяжными болтами. При наличии зазоров между швеллерами и оголенной арматурой устанавливают металлические прокладки.

Металлические опорные хомуты (рис. 12.7, в), состоящие из верхней опоры, привариваемой к оголенной арматуре колонны, тяжелой и опорного столика, позволяют создавать предварительное напряжение дополнительных опор.

Усиление многопролетных шарнирно опертых конструкций может производиться **установкой дополнительных связей** над опорами в виде надопорной арматуры с целью обеспечения неразрезности усиливаемой конструкции. Дополнительная надопорная арматура может устанавливаться при наращивании в верхней зоне конструкций при бетонировании расширенных швов между плитами перекрытия или вскрытых пустот смежных многопустотных панелей (рис. 12.8).

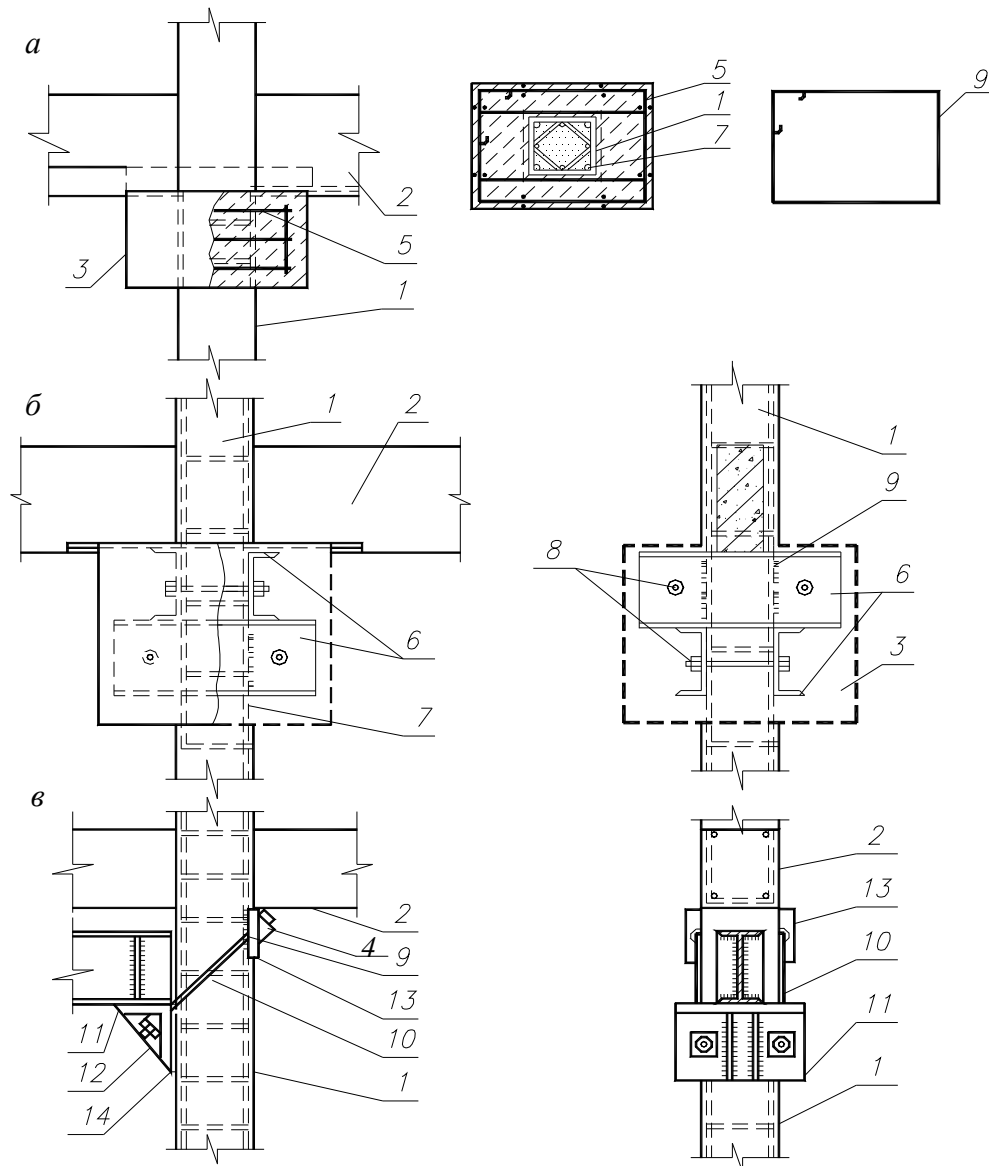


Рис. 12.7. Опорные хомуты: *а* – железобетонный; *б* – стальной с обетонированием; *в* – стальной, 1 – колонна, 2 – ригель, 3 – бетон хомута, 4 – коническая шайба, 5 – поперечная арматура хомута, 6 – швеллер, 7 – оголенная арматура колонны, 8 – стяжной болт, 9 – сварной шов, 10 – тяж, 11 – опорный уголок, 12 – ребра жесткости, 13 – пластина, 14 – пластина с рифленой поверхностью

При проектировании усиления конструкций обеспечением их неразрезности дополнительная арматура должна заводиться за точку нулевых моментов объемлющей эпюры на длину не менее  $15\varnothing$ , где  $\varnothing$  – диаметр дополнительной надпорной арматуры.

Для уменьшения изгибающих моментов в колоннах многоэтажных многопролетных зданий от воздействия ветровой нагрузки устраивают дополнительные крестовые или порталные связи из прокатных профилей, которые закрепляют на колоннах с помощью окаймляющих стальных уголков.



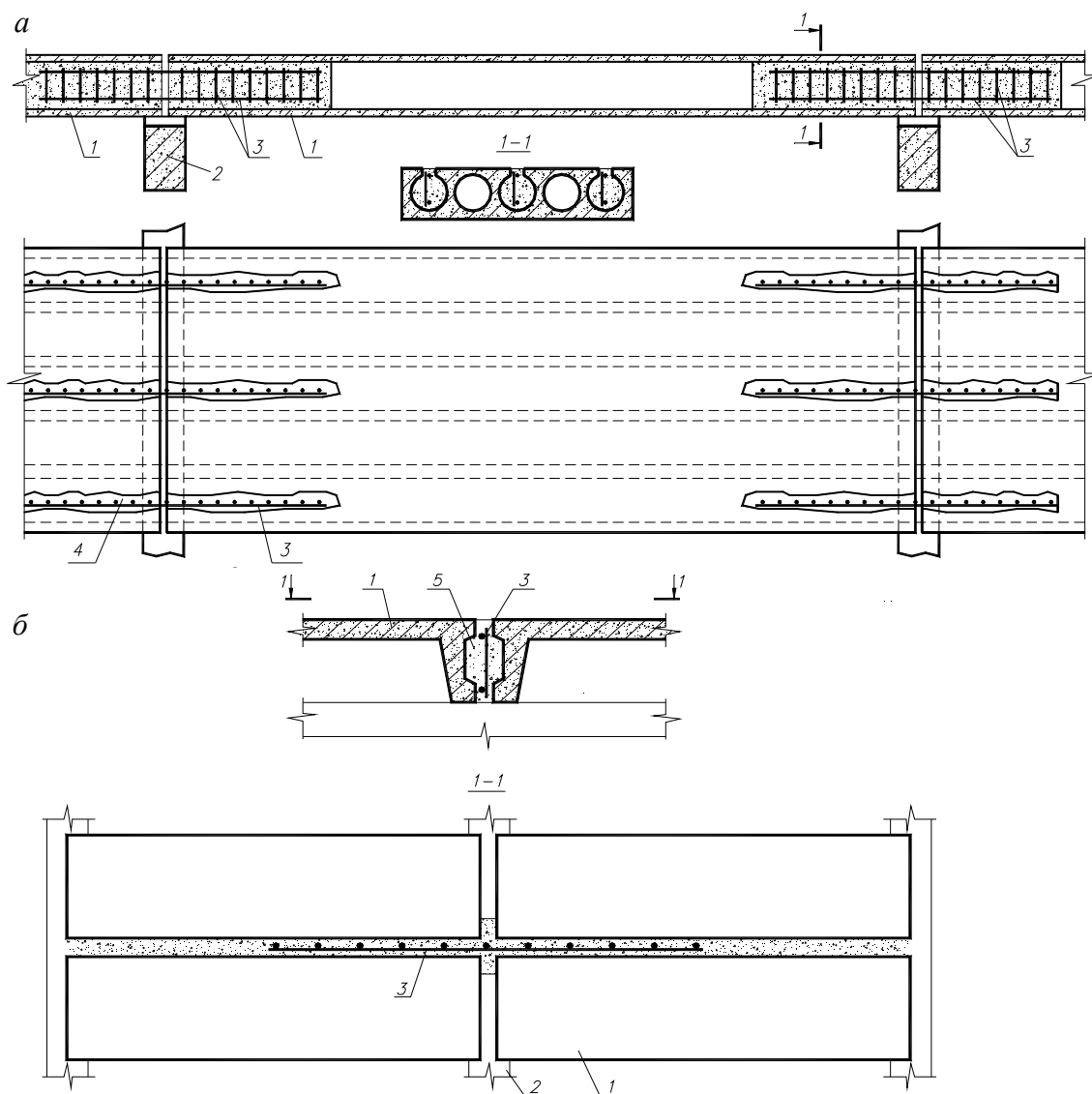


Рис. 12.8. Усиление конструкций путем обеспечения их неразрезности:  
*а* – при бетонировании пустот многопустотных плит; *б* – при бетонировании расширенных швов между плитами; 1 – усиливаемые плиты, 2 – ригель, 3 – арматурный каркас, 4 – отверстия в плитах, 5 – бетон

### 12.3. Повышение степени внутренней статической неопределимости

В общем случае усиление конструкций повышением степени внутренней статической неопределимости производится *включением в совместную работу с усиливаемой конструкцией других конструкций*, устройством *предварительно напряженных затяжек, шпренгелей, шарнирно-стержневых цепей, распорок* с передачей дополнительных усилий на конструкцию.

Усиление балок путем включения их в совместную работу с железобетонными плитами настила производят установкой дополнительных упо-

ров, препятствующих сдвигу настила относительно балок. При усилении без предварительной разгрузки комбинированная конструкция включается только на ту часть нагрузки, которая приложена после усиления.

### 12.3.1. Устройство предварительно напряженных затяжек

При обеспечении совместной работы дополнительной арматуры с усиливаемой конструкцией только закреплением по концам с помощью анкерных устройств, без сцепления ее в пролете с бетоном конструкции, дополнительная арматура выполняет функцию затяжки.

В зависимости от места закрепления концов дополнительной арматуры могут быть *горизонтальная* (рис. 12.9, а) и *шпренгельная* (рис. 12.9, б) затяжки, а также их *сочетание* (рис. 12.9, в).

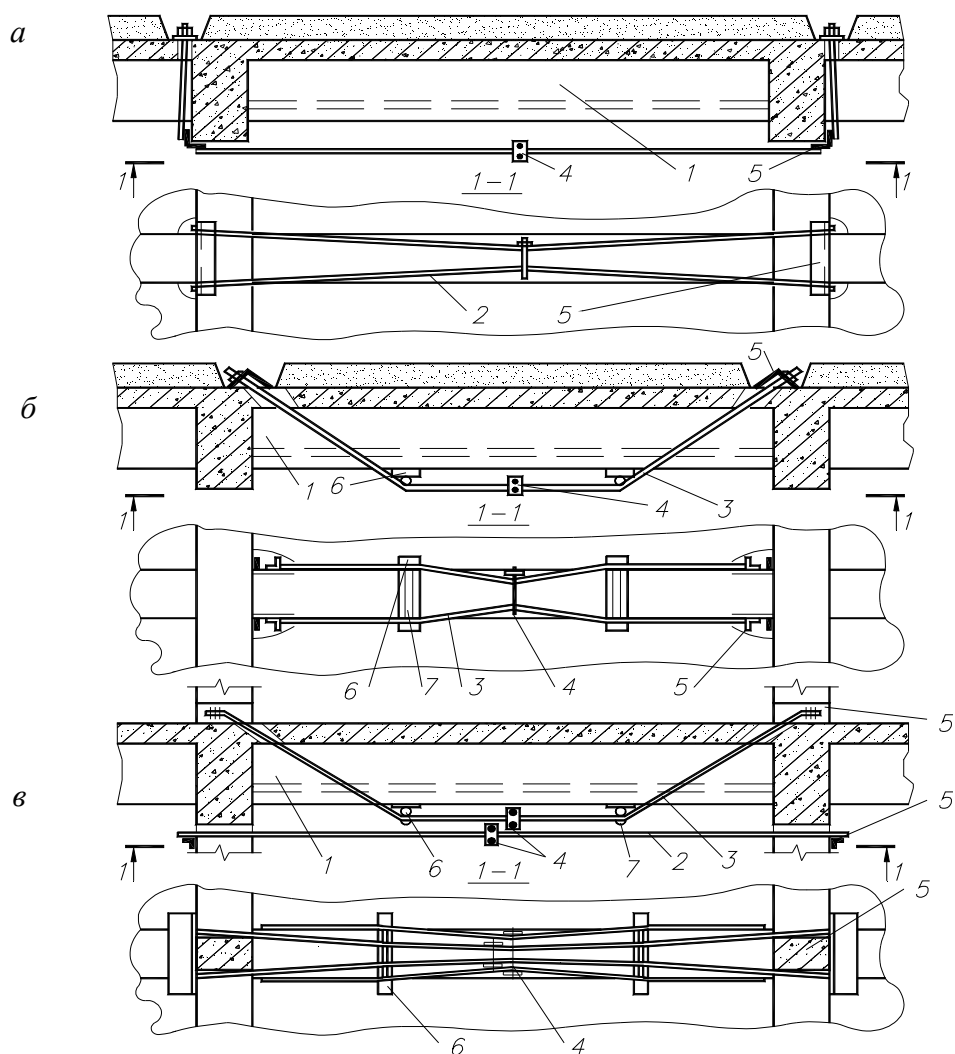


Рис. 12.9. Усиление изгибаемых конструкций затяжками: а – горизонтальная затяжка; б – шпренгельная затяжка; в – сочетание горизонтальной и шпренгельной затяжек, 1 – усиливаемая конструкция, 2 – горизонтальная затяжка, 3 – шпренгельная затяжка, 4 – стяжной болт, 5 – анкерное устройство, 6 – прокладка, 7 – ограничитель

Для включения дополнительной арматуры в виде затяжек в работу, предусматривается ее *предварительное напряжение* с обязательным контролем величины натяжения.

Затяжки выполняют, в основном, из арматурных стержней диаметром 12...40 мм, реже – из прокатных профилей. На концах затяжки, как правило, имеют резьбу с гайками для ликвидации начальных погибов стержней и обжатия анкеров в узлах сопряжения с конструкцией. После корректировки длины затяжек гайки на их концах сваривают с болтом.

Конструкция **анкерных устройств** зависит от места их закрепления на усиливаемой конструкции. Для балочных конструкций со свободными торцами анкерные устройства принимают седлообразной формы из швеллеров или листовой стали, охватывающими надопорную часть конструкции (рис. 12.10, а, б). Анкерные устройства устанавливают на цементно-песчаном растворе. Для неразрезных опор анкеры принимают в виде отрезков швеллеров, привариваемых со стороны боковых граней к оголенной арматуре усиливаемой конструкции через прокладки и соединенных между собой соединительными стержнями (рис. 12.10, в).

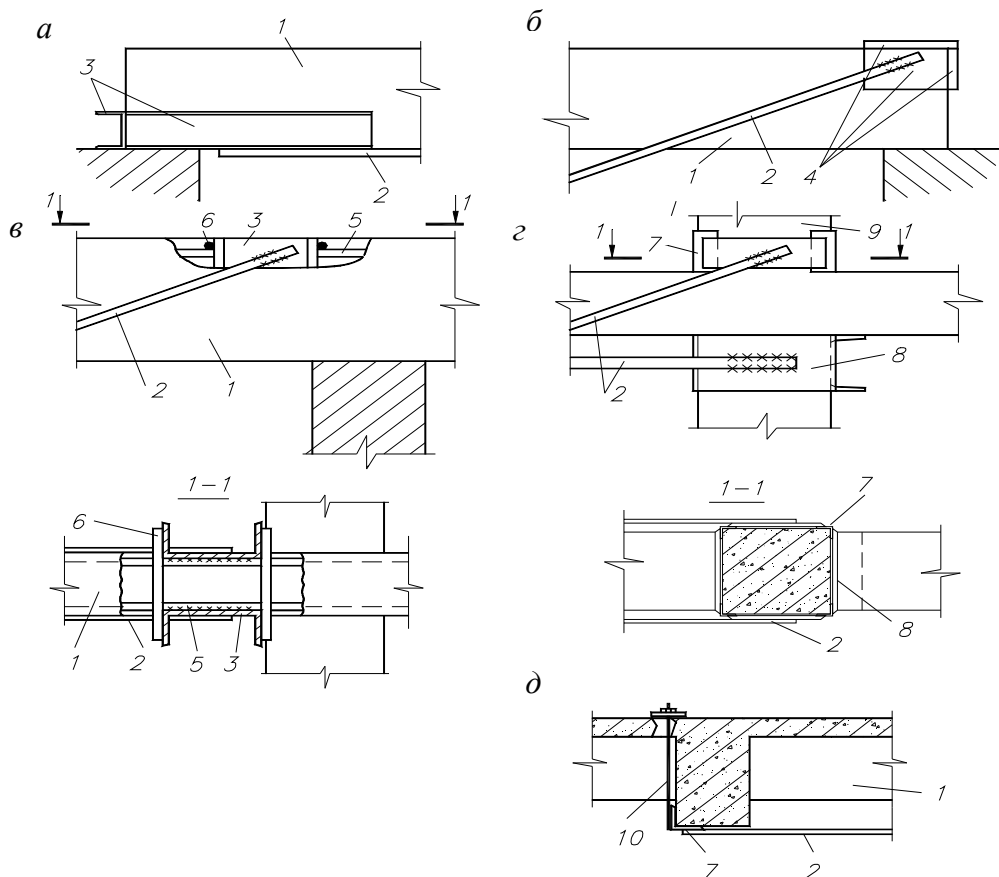


Рис. 12.10. Конструкция анкерных устройств: 1 – усиливаемая конструкция, 2 – затяжка, 3 – швеллер, 4 – лист, 5 – оголенная арматура конструкции, 6 – соединительный стержень, 7 – уголок, 8 – лист, 9 – колонна, 10 – держатель анкера

Если опорами усиливаемой конструкции являются колонны, то анкерные устройства выполняются в виде обойм, охватывающих колонны (рис. 12.10, з). При опирании конструкций на промежуточные опоры, которыми служат главные балки и ригели, анкеры принимаются в виде упорного уголка с вертикальным держателем (рис. 12.10, д). Для обеспечения надежной совместной работы дополнительной арматуры с усиливаемой конструкцией анкерные устройства должны быть максимально жесткими.

**Предварительное напряжение затяжек** осуществляют созданием уклона ветвей затяжек в горизонтальной или вертикальной плоскости. Уклон ветвей затяжек в вертикальной плоскости создается отклонением ветвей затяжки от усиливаемой конструкции или подтягиванием к ней.

В случае малой ширины поперечного сечения или большой длины усиливаемой конструкции, когда расстояния между ветвями затяжки недостаточно для придания им требуемого уклона в горизонтальной плоскости, применяется их взаимное стягивание несколькими стяжными болтами с установкой между ними дополнительных распорок.

При натяжении затяжек путем создания уклона их ветвей величина отклонения от первоначального положения каждой ветви определяется в зависимости от величины предварительного напряжения и отношения длины отклоняемого участка между крайними упорами к полной длине ветви (рис. 12.11)

$$C = \frac{ml_1}{2n} \sqrt{\left(\frac{l}{l_1} \frac{\sigma_p}{E_s} + 1\right)^2 - 1}, \quad (12.2)$$

где  $l$  – полная длина ветви затяжки;  $l_1$  – длина отклоняемого участка ветви затяжки между крайними упорами,  $\sigma_p$ ,  $E_s$  – предварительное напряжение и модуль упругости затяжки;  $n$  – количество стяжных болтов на отклоняемом участке;  $m$  – количество отклоняемых участков, разделенных горизонтальными участками.

В местах перегиба между шпренгельной затяжкой и усиливаемой конструкцией устанавливают прокладки из пластины и круглого коротыша с ограничителями, предотвращающими взаимное сближение ветвей затяжки при их предварительном напряжении взаимным стягиванием.

На горизонтальных затяжках и горизонтальных участках шпренгельных затяжек с параллельными ветвями без стяжных болтов устанавливают соединительные прокладки, предотвращающие смещение ветвей затяжки от проектного положения в процессе предварительного напряжения и эксплуатации (рис. 12.12).

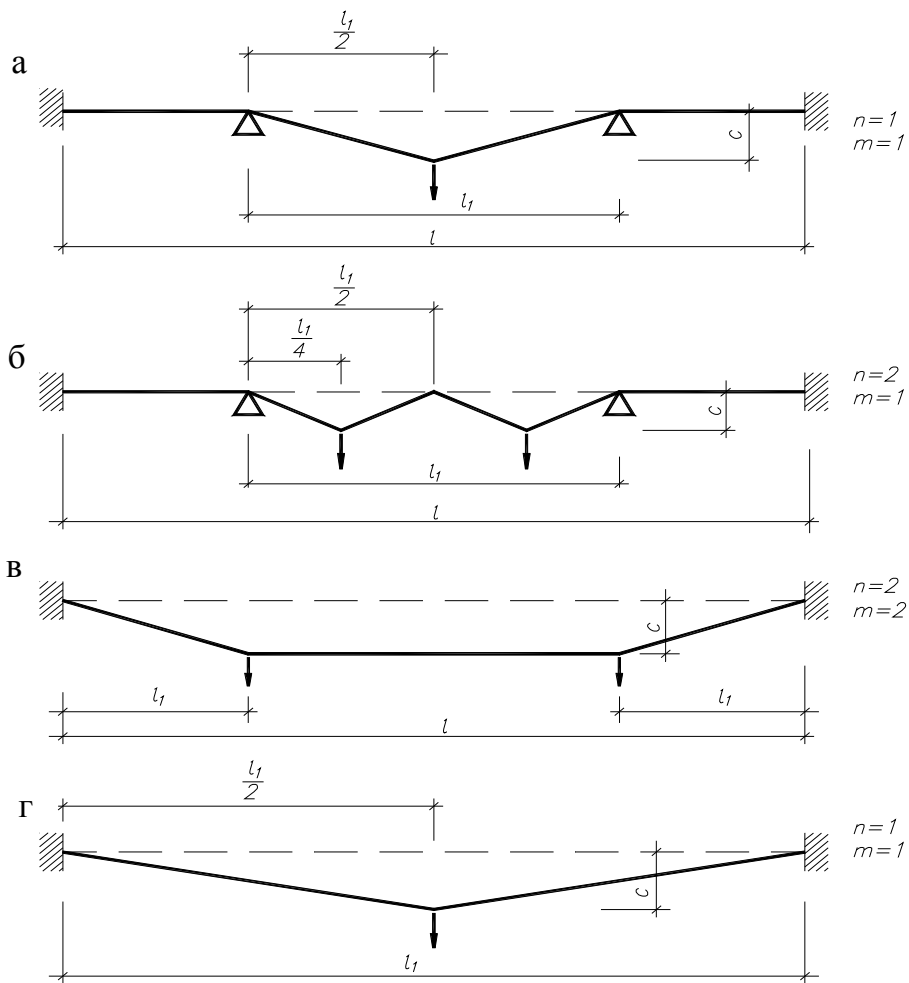


Рис. 12.11. Расчетные схемы отклонения ветви затяжки для предварительного напряжения: *а* – один стяжной болт при двух распорках; *б* – два стяжных болта при трех распорках; *в* – два стяжных болта; *г* – один стяжной болт

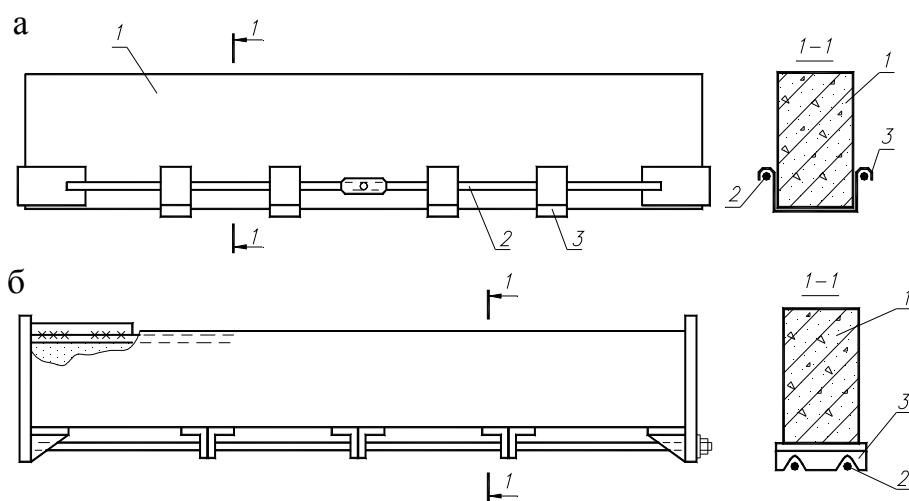


Рис. 12.12. Расположение соединительных прокладок на затяжках: *а* – на боковых гранях; *б* – на нижней грани, 1 – усиливаемая конструкция, 2 – затяжка, 3 – соединительные прокладки

Для усиления растянутой зоны большепролетных конструкций затяжки могут состоять из отдельных стержней, поперечные сечения которых уменьшаются от середины пролета к опорам в соответствии с эпюрой моментов. Концы затяжек закрепляют на анкерных устройствах в виде корытообразных элементов, приклеенных к конструкции. С помощью стяжных болтов стержни затяжек напрягают (рис. 12.13). Анкерные устройства рассчитывают на восприятие разности усилий в смежных стержнях затяжки.

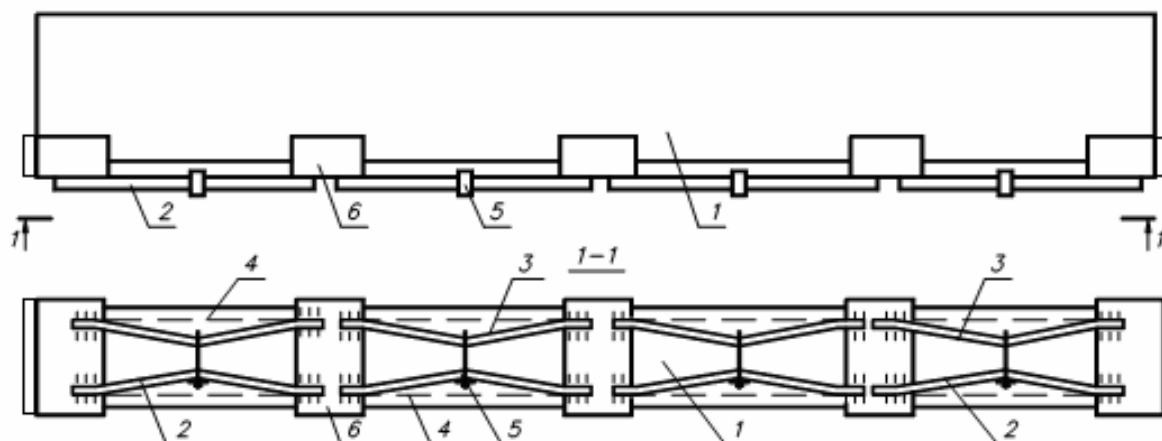


Рис. 12.13. Усиление большепролетной конструкции затяжкой: 1 – усиливаемая конструкция, 2, 3, 4 – стержни затяжки, 5 – стяжной болт, 6 – анкерное устройство

Для усиления конструкций в виде **длинных консолей**, работающих, главным образом, на изгиб, применяются *горизонтальные* и *диагональные* предварительно напряженные затяжки, которые закрепляются одним концом в верхнем узле за опорой, а другим – на свободном конце в верхнем узле для горизонтальных или в нижнем – для диагональных затяжек (рис. 12.14). Для предотвращения смятия бетона диагональной затяжкой в месте перегиба устанавливают уголки-подкладки. Предварительное напряжение создают: для горизонтальной затяжки – взаимным стягиванием ветвей с помощью стяжных болтов; для диагональной – путем оттягивания ее ветвей к низу конструкции с помощью болтов с захватами. С целью исключения проскальзывания болтов по диагональной затяжке на ее ветвях приваривают упоры.

Дополнительная арматура в виде шпренгельной затяжки при усилении сборных плит может устанавливаться в пустоты или расширенный шов между плитами с последующим обетонированием или без него. Концы затяжки при предварительном напряжении заанкеривают с помощью концевых анкеров в виде уголков, опираемых на торцы плит. Предварительное напряжение осуществляют завинчиванием гаек по концам затяжки

или отклонением затяжки в пролете с помощью натяжных болтов с упором на смежные плиты (рис. 12.15).

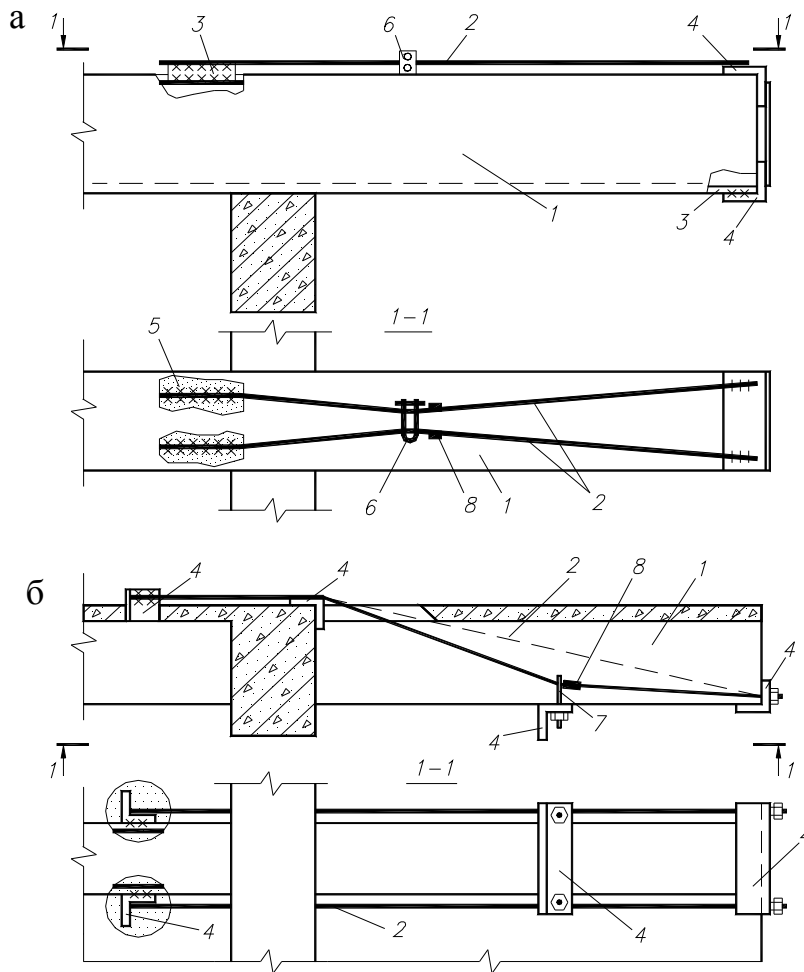


Рис. 12.14. Усиление длинных консолей затяжками: *а* – горизонтальной; *б* – диагональной, 1 – усиливаемая конструкция, 2 – затяжка, 3 – пластина, 4 – уголок, 5 – сварной шов, 6 – стяжной болт, 7 – натяжной болт, 8 – упор

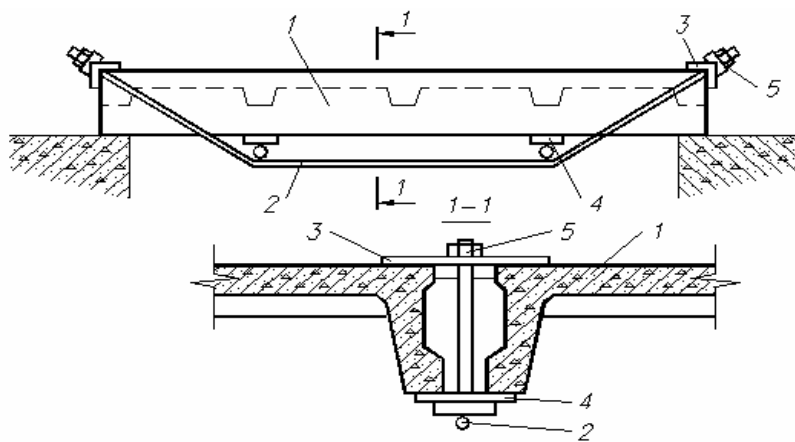


Рис. 12.15. Усиление сборных плит шпренгельной затяжкой в швах между плитами: 1 – усиливаемая конструкция, 2 – затяжка, 3 – уголок, 4 – подкладка-упор, 5 – гайка

Величина предварительного напряжения затяжек определяется из рассмотрения деформированной системы при условии, что в предельном состоянии сумма предварительного напряжения и приращения напряжения от нагрузки, приложенной после усиления, достигнет расчетного сопротивления арматуры затяжки.

Потери предварительного напряжения определяются в соответствии с [8] как для конструкций с натяжением арматуры на бетон с учетом податливости концевых анкеров и прокладок в местах сопряжения с усиливаемой конструкцией: металлический упор на бетон с раствором – 3...4 мм/узел; то же без раствора – 4...5 мм/узел; сопряжение металла с металлом с помощью болтов – 1 мм/узел.

Требуемое предварительное напряжение приближенно можно определять линейной интерполяцией в зависимости от отношения нагрузки на усиливаемую конструкцию в момент устройства затяжки к расчетной нагрузке в интервале  $[0, f_{yk,ad}]$ , но не менее  $\sigma_{p,min} = 0,4 f_{yk,ad}$  и не более  $\sigma_{p,max} = 0,8 f_{0.2k,ad}$  (для высокопрочной проволоки –  $\sigma_{p,max} = 0,7 f_{0.2k,ad}$ ).

### 12.3.2. Устройство шпренгелей и шарнирно-стержневых цепей

Для усиления изгибаемых конструкций применяются *шпренгели* (рис. 12.16, а) и *шарнирно-стержневые цепи* (при количестве опор больше двух) (рис. 12.16, б), которые создают противоположную по знаку нагрузку в виде ряда сосредоточенных сил. При этом усиливаемая конструкция работает в условиях сжатия с изгибом.

Шпренгели и шарнирно-стержневые цепи состоят из ветвей, устанавливаемых со стороны боковых или нижней грани усиливаемой конструкции; анкерных устройств, аналогичных применяемым при устройстве затяжек; подвесок или стоек в местах перегиба ветвей. Подвески, имеющие на свободном конце винтовую нарезку, крепят к ветвям цепи шарнирно, пропуская через соединительные планки. Ветви шпренгелей и шарнирно-стержневых цепей изготавливают из арматуры или прокатных профилей. Количество промежуточных опор шарнирно-стержневой цепи, как правило, принимается равным 3, 5, 7 и т.д.

Шарнирно-стержневые цепи монтируют следующим образом. На усиливаемой конструкции закрепляют анкерные устройства. Затем подвешивают ветви цепи с прикрепленными подвесками, оставляя свободное место для центральной подвески. Закручивая гайки, обжимают анкерные устройства и промежуточные узлы. Затем натяжение ослабляют и подвески устанавливают в проектное положение. После этого производят натяжение ветвей цепи в месте расположения центральной подвески. Натяже-



ние цепи производят при действии нагрузки, составляющей не менее 70...80 % от полной.

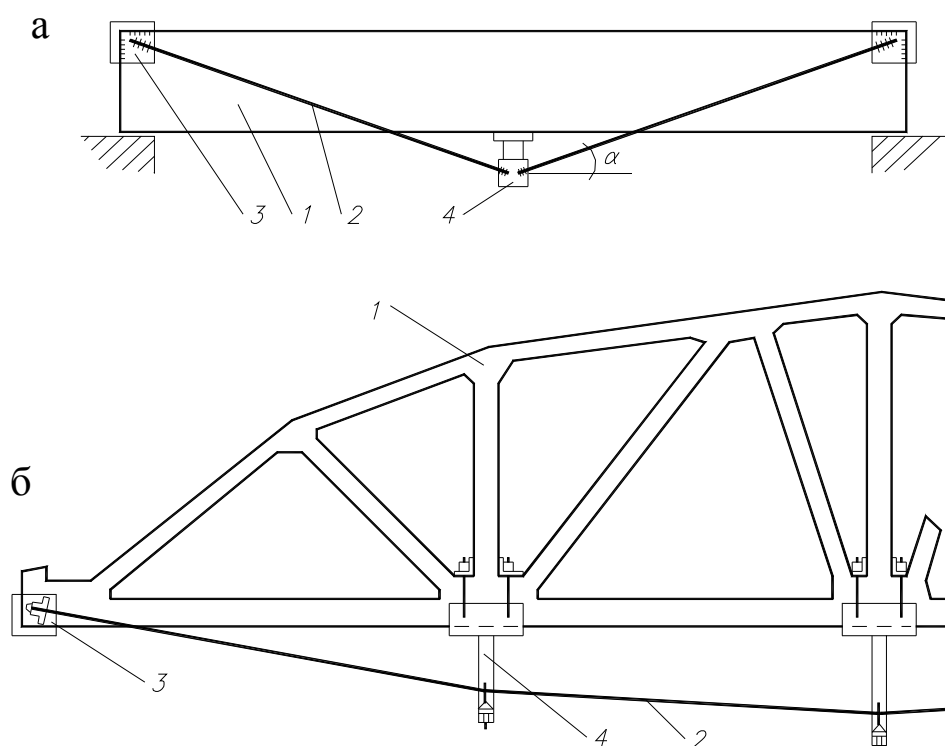


Рис. 12.16. Усиление конструкций: *а* – шпренгелем; *б* – шарнирно-стержневой цепью; 1 – усиливаемая конструкция, 2 – ветви шпренгеля или цепи, 3 – анкерное устройство, 4 – стойка-оттяжка

Величины сосредоточенных сил, передаваемые подвесками на усиливаемую конструкцию, определяются очертанием ветвей цепи. Очертание цепи рекомендуется принимать таким, чтобы тангенсы углов наклона к продольной оси усиливаемой конструкции отдельных звеньев, начиная от середины, относились между собой как 1:3:5:7 и т.д. В этом случае реакции усилий в подвесках будут примерно одинаковыми, а натяжение ветвей и его контроль можно производить центральной подвеской.

### 12.3.3. Устройство предварительно напряженных распорок

При обеспечении совместной работы дополнительных сжатых элементов закреплением их по концам усиливаемой конструкции они выполняют функцию *распорок*. В качестве дополнительных элементов применяются жесткие прокатные профили в виде уголков и швеллеров из сталей: С38/23, С44/29, С46/33. Для включения распорок в работу предусматривают их *предварительное напряжение*.

Устойчивость сжатых прокатных профилей обеспечивают их раскреплением по длине поперечными стержнями или планками.

Распорки (рис. 12.17, а) состоят из стоек уголкового профиля, устанавливаемых по углам колонн, соединительных стержней или планок и опорных прокладок из уголков или листового металла. Полки уголков должны плотно примыкать к граням усиливаемой колонны, для чего в месте примыкания стоек выравнивают поверхность и в зазоры зачеканивают цементный раствор. Нагрузка на стойки распорки передается через подкладки по концам стоек, установленные на растворе. Стойки распорки могут располагаться с одной стороны усиливаемой конструкции (для изгибаемых балочных конструкций и крайних колонн) или с двух сторон (для средних колонн).

Для усиления поврежденного участка устраивается *местная стальная распорка* (рис. 12.17, б). Стойки местной распорки по концам приваривают через прокладки или коротыши к оголенной арматуре усиливаемой конструкции или приклеивают к бетону сжатой зоны.

При усилении сжатых элементов ферм покрытий распорками из профильного металла упоры для распорок устраивают в соответствии с конфигурацией узлов в месте их установки.

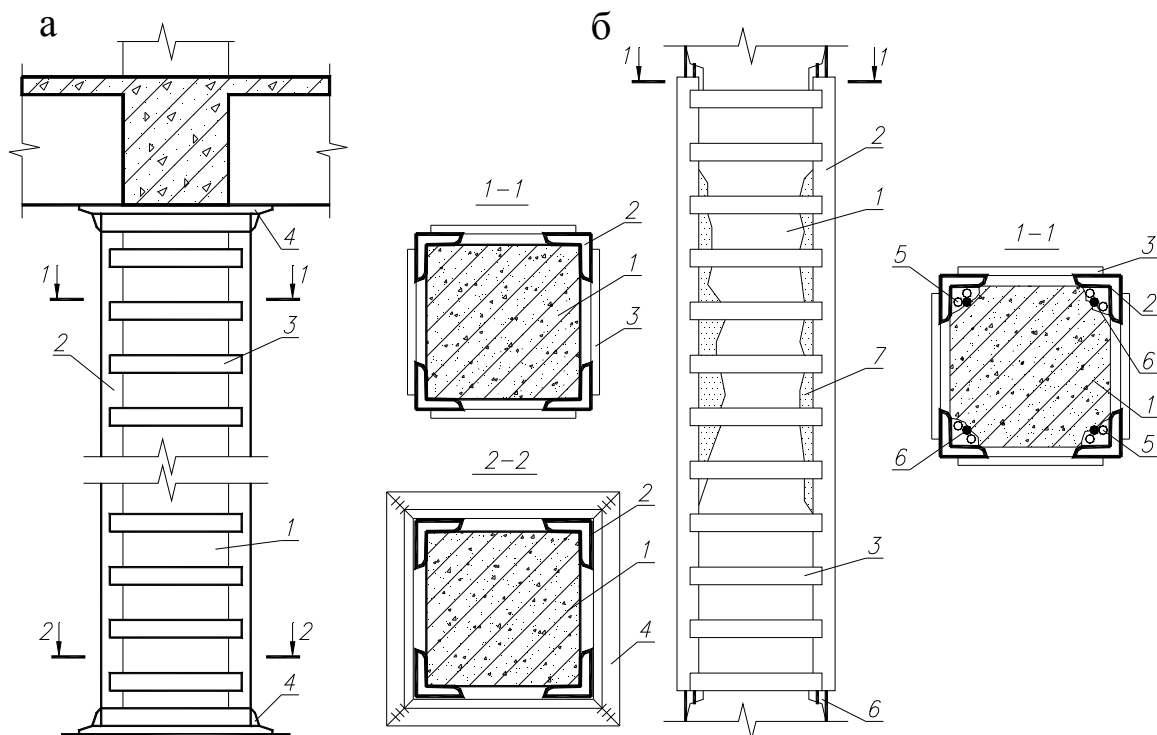


Рис. 12.17. Усиление сжатых конструкций: а – стальной распоркой; б – местной стальной распоркой; 1 – усиливаемая колонна, 2 – уголок, 3 – соединительные планки, 4 – опорный уголок, 5 – коротыши, 6 – оголенная арматура, 7 – поврежденный участок

Предварительное напряжение стоек выполняют их продольным сжатием *с помощью домкратов* (рис. 12.18, *а*) или *с перегибом* в середине их длины (рис. 12.18, *б*).

Домкраты устанавливают на опорные столики, приваренные к распорке, и упирают в вышерасположенные конструкции перекрытия. После достижения необходимой степени предварительного напряжения между стойками и прокладками приваривают упорные элементы, фиксирующие стойки в сжатом состоянии.

Для осуществления перегиба в боковых полках уголков предусматриваются надрезы, по концам каждой стойки и в середине закрепляют монтажные хомуты со стяжными болтами. После натяжения болтов и выпрямления стоек их закрепляют приваркой соединительных планок или стержней, в местах надреза стоек приваривают дополнительные накладки, восстанавливающие их поперечное сечение. Требуемая величина отклонения стоек определяется в зависимости от предварительного напряжения по формуле (12.2).

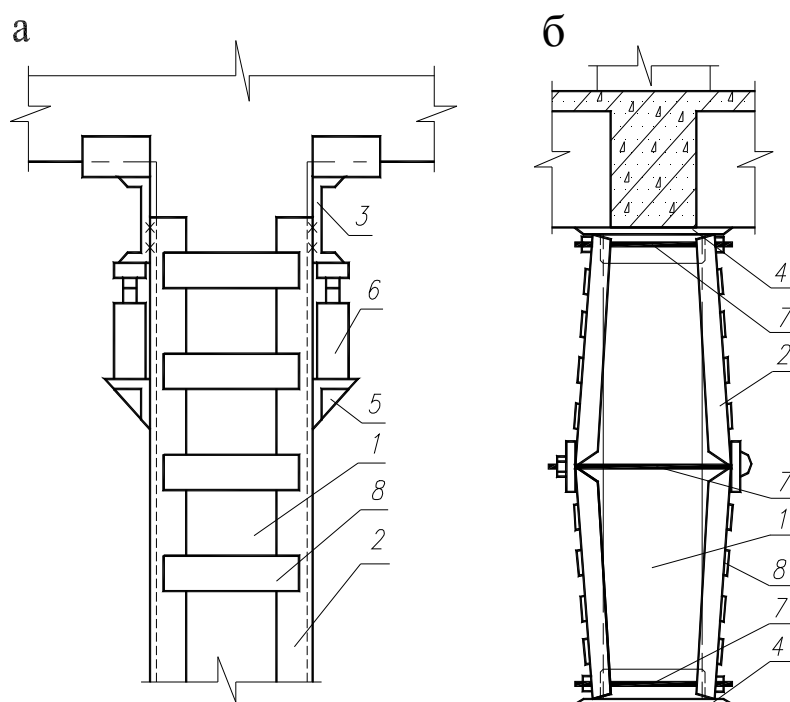


Рис. 12.18. Методы предварительного напряжения распорок: *а* – с помощью домкратов; *б* – с помощью перегибов в середине длины, 1 – усиливаемая колонна, 2 – стойки, 3 – швеллер, 4 – уголок, 5 – опорный столик, 6 – домкрат, 7 – стяжной болт, 8 – соединительные планки

*Величина предварительного напряжения распорок* приблизительно может определяться линейной интерполяцией в зависимости от отношения

нагрузки на усиливаемую конструкцию в момент усиления к расчетной нагрузке в интервале  $[0, R_{yn,ad}]$ , но не менее  $\sigma_{p,min} = 0,4R_{yn,ad}$  и не более  $\sigma_{p,max} = 0,8R_{yn,ad}$ .

Потери предварительного напряжения определяют с учетом податливости в местах сопряжения с усиливаемой конструкцией.

## 12.4. Увеличение длины опирания конструкций

При недостаточной длине опирания сборных многопустотных панелей на промежуточных опорах в пустоты смежных плит через пробитые отверстия заводят общие арматурные каркасы с последующим бетонированием, аналогично усилению путем создания неразрезности.

В случае недостаточного опирания сборных многопустотных панелей на крайних опорах в пустоты через пробитые отверстия устанавливают арматурные каркасы таким образом, чтобы они выступали за торцы панелей. Затем параллельно торцам панелей устанавливают дополнительные каркасы, после чего выполняют бетонирование пустот на длине установленных каркасов и дополнительной торцевой балки (рис. 12.19, а).

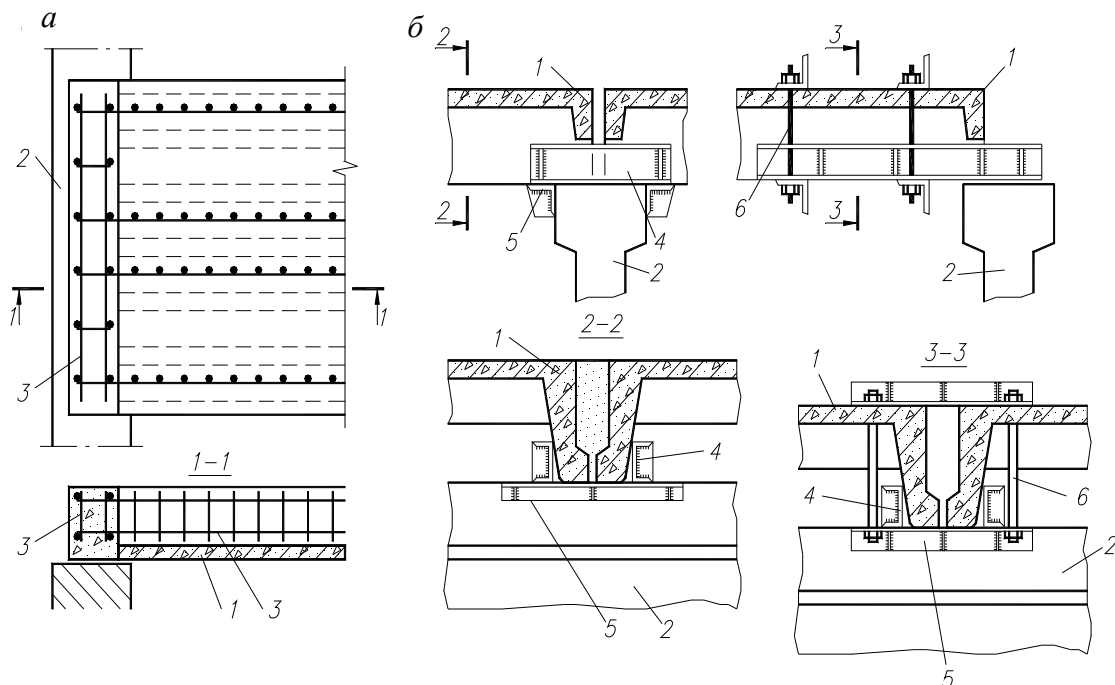


Рис. 12.19. Усиление сборных панелей при недостаточном опирании: а – многопустотных на крайней опоре, б – ребристых на промежуточной опоре; в – ребристых на крайней опоре: 1 – усиливаемая панель, 2 – опора, 3 – дополнительные каркасы, 4 – швеллер, 5 – опорный уголок, 6 – болты анкера

При недостаточном опирании ребристых панелей на промежуточных опорах устраивают опорные столики из швеллеров и соединительных уголков (рис. 12.19, б).

В случае недостаточного опирания ребристых панелей на крайних опорах опорные элементы из швеллеров выступают за торец панелей и притягивают к панелям болтами (рис. 12.19, в).

### Вопросы для самоконтроля

1. Как, в общем случае, производится усиление эксплуатируемых конструкций изменением их расчетной схемы?
2. Каким образом производится усиление эксплуатируемых конструкций изменением места приложения нагрузки?
3. В чем заключается особенность усиления конструкций изменением места передачи нагрузки с помощью распределительных устройств?
4. Приведите примеры усиления конструкций изменением места передачи нагрузки при расположении распределительных устройств сверху (снизу) усиливаемых конструкций.
5. Какими методами производится усиление эксплуатируемых конструкций повышением степени их внешней статической неопределимости?
6. Какие мероприятия необходимо предусматривать при устройстве дополнительных жестких опор с опиранием на самостоятельные фундаменты?
7. Как обеспечивается включение дополнительных жестких опор в совместную работу с усиливаемой конструкцией?
8. Какие конструктивные мероприятия предусматриваются при отсутствии верхней арматуры над дополнительной опорой в случае усиления изгибаемой конструкции?
9. Приведите примеры усиления конструкций дополнительными упругими опорами.
10. В каких случаях для усиления конструкций применяются двухконсольные кронштейны?
11. Для чего предназначены и как устраиваются опорные хомуты (железобетонные, стальные)?
12. Как производится усиление многопролетных шарнирно опертых конструкций обеспечением их неразрезности (на примере железобетонных многопустотных панелей перекрытия)?
13. Какими методами производится усиление эксплуатируемых конструкций повышением степени их внутренней статической неопределимости?
14. Изложите принцип работы и устройства предварительно напряженных затяжек.
15. Как производится предварительное напряжение затяжек при усилении эксплуатируемых конструкций?
16. Как производится усиление длинных консолей предварительно напряженными затяжками?
17. Как определяется величина предварительного напряжения затяжек при усилении эксплуатируемых конструкций под нагрузкой?
18. В чем заключается принцип усиления конструкций шпренгелями и шарнирно-стержневыми цепями?
19. Изложите принцип работы и устройства предварительно напряженных распорок.

20. Как производится предварительное напряжение распорок при усилении эксплуатируемых конструкций?

21. Каким образом производится увеличение длины площадки опирания на крайней и промежуточной опорах железобетонных многопустотных панелей перекрытия?

22. Каким образом производится увеличение длины площадки опирания на крайней и промежуточной опорах железобетонных ребристых панелей перекрытия?

## Тема 13. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, УСИЛЕННЫХ ИЗМЕНЕНИЕМ ИХ РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ

### 13.1. Расчет усиления путем изменения места передачи нагрузки

Расчет усиления путем изменения места передачи нагрузки заключается в выборе расстояния между опорами распределительных устройств, расположения их по длине усиливаемой конструкции и схемы передачи нагрузок на существующие конструкции (рис. 13.1). Проектирование распределительных устройств производится на проектную нагрузку по действующим нормам: железобетонных – в соответствии с [8]; стальных – в соответствии с [11].

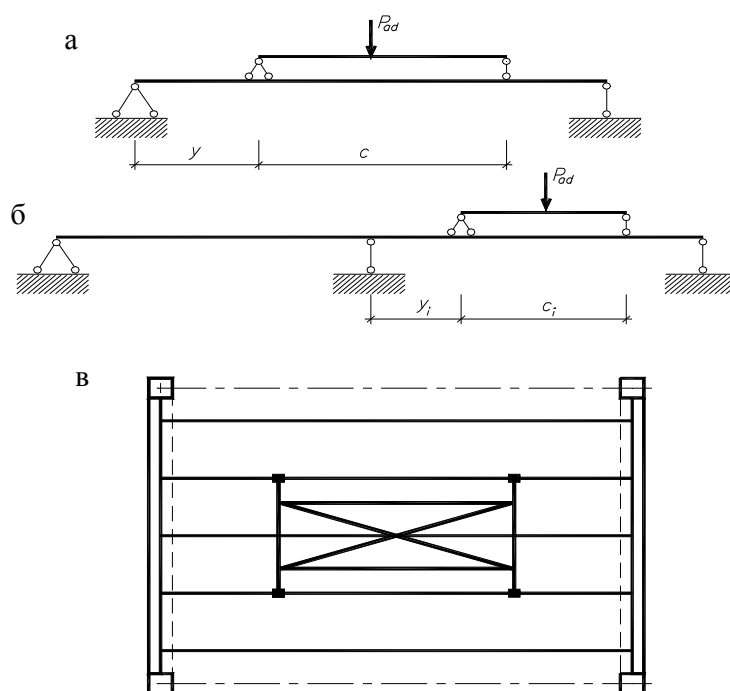


Рис. 13.1. Принципиальные схемы распределительных устройств при усилении:  
*а* – однопролетной балки; *б* – неразрезной балки; *в* – сборных плит перекрытия

## **13.2. Расчет усиления конструкций увеличением их степени внешней статической неопределимости**

### **13.2.1. Расчет усиления железобетонных конструкций дополнительными жесткими опорами**

При расчете конструкций, усиливаемых дополнительными жесткими опорами, изгибающие моменты в сечениях конструкции суммируются от нагрузки, действующей до усиления при первоначальной расчетной схеме, и от нагрузки, приложенной к конструкции после усиления при измененной расчетной схеме. Суммарная эпюра изгибающих моментов не должна выходить за пределы эпюры материалов, характеризующей фактическую прочность конструкции.

В случае превышения допустимого значения отрицательного момента над дополнительной опорой производится перераспределение моментов в пределах 30 % от полученных по упругому расчету (или более 30 % с проверкой трещиностойкости опорного сечения).

При проектировании усиления конструкций дополнительными жесткими опорами производится проверка прочности усиливаемой конструкции на действие поперечных сил в местах установки дополнительных опор.

### **13.2.2. Расчет усиления железобетонных конструкций дополнительными упругими опорами**

Расчет конструкций, усиленных дополнительными упругими опорами, основывается на равенстве прогибов усиливаемой конструкции и упругой опоры в месте их контакта. Как и в случае усиления дополнительными жесткими опорами, при усилении упругими опорами изгибающие моменты в сечениях конструкции суммируются от нагрузки, действующей до усиления при первоначальной расчетной схеме и от нагрузки, приложенной к конструкции после усиления при измененной расчетной схеме.

При проектировании усиления конструкций дополнительными упругими опорами первоначально по превышению усилий от внешней нагрузки над усилиями, соответствующими прочности усиливаемой конструкции, намечают размещение упругих опор и вычисляют их реакции из условия создания требуемого разгружения. Затем приравнивают выражения прогибов усиливаемой конструкции от действия внешней нагрузки, прикладываемой после усиления, и реакции опоры и прогибов упругой опоры от действия реакции опоры. Из полученного уравнения определяют требуемую жесткость дополнительной упругой опоры и размеры ее поперечного сечения.

Жесткость усиливаемой железобетонной конструкции в предельном состоянии необходимую для расчета допускается определять по формуле

$$B = \frac{M_{Rd}}{(1/r)_{cr}}, \quad (13.1)$$

где 
$$(1/r)_{cr} = \frac{\epsilon_{cm} + \epsilon_{sm,0}}{d}, \quad (13.2)$$

$\epsilon_{cm}$  – средние относительные деформации крайнего сжатого волокна бетона,  $\epsilon_{cm} = \psi_c \epsilon_{c,3}$ ,  $\epsilon_{c,3}$  – предельные относительные деформации крайнего сжатого волокна бетона в сечении с трещиной, соответствующие расчетному сопротивлению бетона;

$\epsilon_{sm,0}$  – средние деформации крайнего растянутого стержня продольной арматуры  $\epsilon_{sm,0} = \psi_s \epsilon_{sy}$ ,  $\epsilon_{sy}$  – относительные деформации крайнего растянутого стержня арматуры в сечении с трещиной, соответствующие расчетному сопротивлению арматуры  $\epsilon_{sy} = f_{yd} / E_s$ ;

$\psi_c$ ,  $\psi_s$  – коэффициенты неравномерности деформаций соответственно бетона и арматуры:  $\psi_c = 0,9$  и  $\psi_s = 0,9$ ;

$d$  – расстояние между крайним сжатым волокном бетона и крайним растянутым стержнем арматуры.

При проектировании усиления конструкций при полном ее загрузении достаточно определить необходимую разгружающую реакцию упругой опоры, по которой в результате статического расчета вычисляют усилия и подбирают сечение элементов упругой опоры. Предварительное напряжение упругой опоры должно осуществляться силой, равной разгружающей реакции.

Если конструкция упругой опоры не подвешивается у опор к усиливаемой конструкции, выполняют проверку на отрыв усиливаемой конструкции от опор при снятии временной нагрузки. При появлении в месте установки дополнительной упругой опоры отрицательных моментов следует производить проверку сечений на его воздействие.

Если между усиливаемой конструкцией и упругой опорой контакт в поперечном направлении предусматривается по всей длине (в отличие от наращивания касательные напряжения по контакту не учитываются), расчет производится исходя из равенства значений кривизны изогнутых осей контактирующих балочных конструкций.

$$\frac{1}{r_1} = \frac{\Delta M_1}{B_1}; \quad \frac{1}{r_2} = \frac{\Delta M_2}{B_2}; \quad \frac{1}{r_1} = \frac{1}{r_2}; \quad \frac{\Delta M_1}{B_1} = \frac{\Delta M_2}{B_2}. \quad (13.3)$$



Изгибающий момент  $\Delta M = \Delta M_1 + \Delta M_2$  от нагрузки, приложенной после усиления, распределяется пропорционально их жесткостям.

### **13.2.3. Расчет усиления железобетонных конструкций устройством их неразрезности**

При устройстве усиления конструкций с обеспечением их неразрезности следует также как и при усилении дополнительными опорами стремиться к максимальной разгрузке усиливаемых конструкций. Усилия в конструкциях определяются отдельно от нагрузок, действующих до замыкания шарниров, и от нагрузок, которые прикладываются после замыкания шарниров.

В первом случае принимается первоначальная расчетная схема, а во втором случае – измененная с учетом неразрезности. Расчетные усилия в сечениях конструкций определяются как сумма усилий, полученных по первой и второй схемам. Увеличением жесткости отдельных пролетов или опорных зон можно регулировать перераспределение моментов и поперечных сил.

## **13.3. Расчет усиления конструкций увеличением их степени внутренней статической неопределимости**

### **13.3.1. Расчет прочности железобетонных конструкций, усиленных предварительно напряженными затяжками**

Устройство затяжек превращает усиленную конструкцию в статически неопределимую комбинированную систему, состоящую из железобетонного элемента и затяжки.

Поскольку реакция от затяжки передается на опорное сечение усиливаемой изгибаемой, внецентренно сжатой (растянутой) конструкции, то появляется дополнительная сжимающая сила. Кроме того, в зависимости от места закрепления затяжки, возникают концевые разгружающие или догружающие моменты. При усилении шпренгельными затяжками на усиливаемую конструкцию действуют разгружающие силы в местах перегиба затяжки.

Расчет прочности железобетонных элементов, усиленных затяжками производят в предположении, что предельное состояние усиленных конструкций наступает одновременно с достижением существующей арматурой и затяжкой расчетного сопротивления.

Первоначально ориентировочно определяют площадь поперечного сечения затяжки с учетом коэффициента условий ее работы:

- для горизонтальной –  $\gamma_{p,ad} = 0,8$ ;
- для шпренгельной и диагональной –  $\gamma_{p,ad} = 0,7$

и вычисляют усилие в затяжке в предельном состоянии. Затем выполняют проверку прочности усиленной конструкции с учетом реактивной сжимающей силы затяжки.

Расчетные схемы конструкций, усиленных предварительно напряженными затяжками приведены на рис. 13.2 и 13.3.

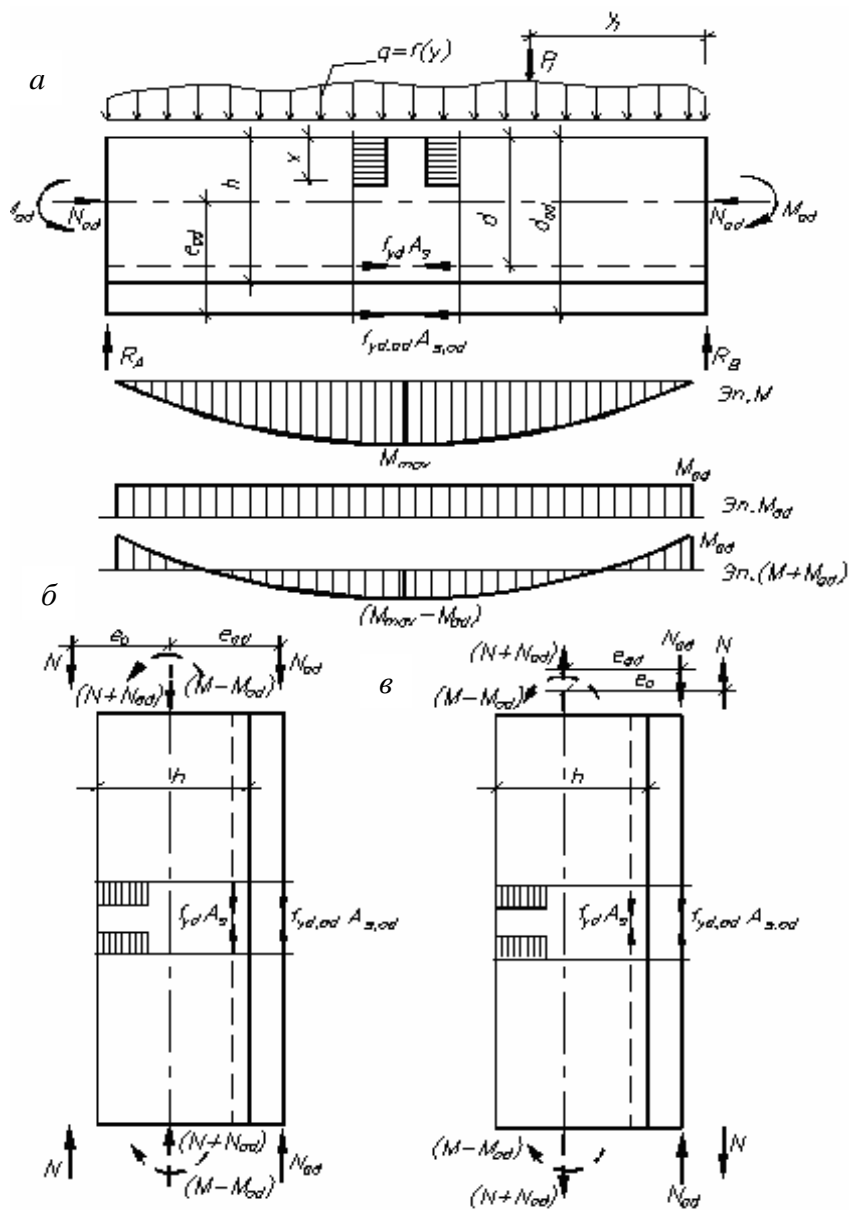


Рис. 13.2. Расчетные схемы конструкций, усиленных горизонтальными затяжками: *a* – изгибаемой; *б* – внецентренно сжатой; *в* – внецентренно растянутой

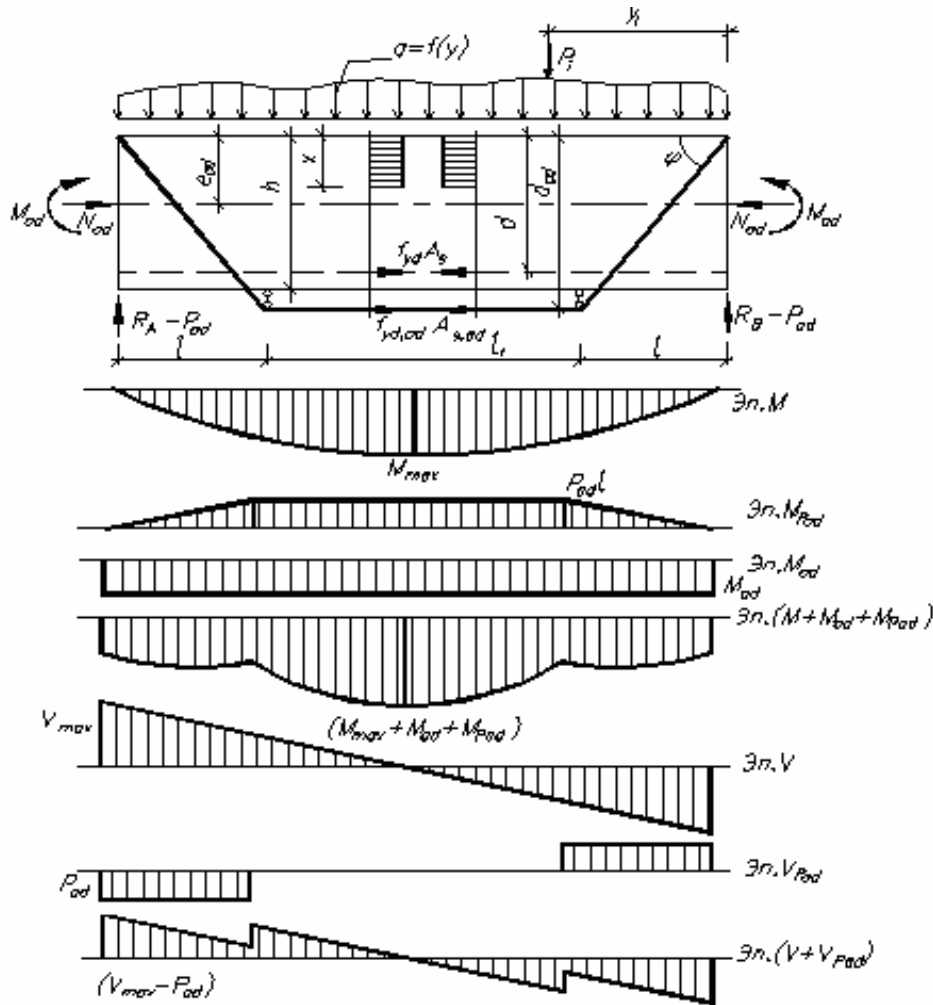


Рис. 13.3. Расчетная схема изгибаемой конструкции, усиленной шпренгельной затяжкой

Расчетные схемы консольных конструкций, усиленных горизонтальной и диагональной затяжками, приведены на рис. 13.4 и 13.5.

После определения сечения затяжки производят проверку прочности усиленной конструкции. Дополнительная сжимающая сила опорной реакции затяжки равна:

- для горизонтальной затяжки

$$N_{ad} = \gamma_{p,ad} f_{yd,ad} A_{p,ad}, \quad (13.4)$$

- для шпренгельной и диагональной затяжек

$$N_{ad} = \gamma_{p,ad} f_{yd,ad} A_{p,ad} \cos \varphi, \quad (13.5)$$

где  $\varphi$  – угол, который составляет наклонный участок затяжки с продольной осью усиленной конструкции.

Дополнительный концевой момент равен

$$M_{ad} = N_{ad}e_{ad}, \quad (13.6)$$

где  $e_{ad}$  – расстояние между местом закрепления затяжки и осью, проходящей через центр тяжести сечения конструкции.

Разгружающая сила в местах перегиба шпренгельной затяжки и закрепления диагональной затяжки на консоли равна

$$P_{ad} = N_{ad} \operatorname{tg} \varphi. \quad (13.7)$$

При усилении конструкций затяжками могут возникнуть отрицательные изгибающие моменты от предварительного напряжения в затяжке. В этом случае необходимо выполнить проверку прочности конструкции на действие усилия предварительного напряжения в затяжке при нагрузке на конструкцию на стадии усиления. При этом усилие в затяжке принимается равным

$$N_{ad} = \gamma_p \sigma_p A_{p,ad}, \quad (13.8)$$

где  $\gamma_p$  – коэффициент точности натяжения,  $\gamma_p = 1 \pm \Delta\gamma_p$  (учитывается неблагоприятное влияние предварительного напряжения),  $\Delta\gamma_p = 0,2$ .

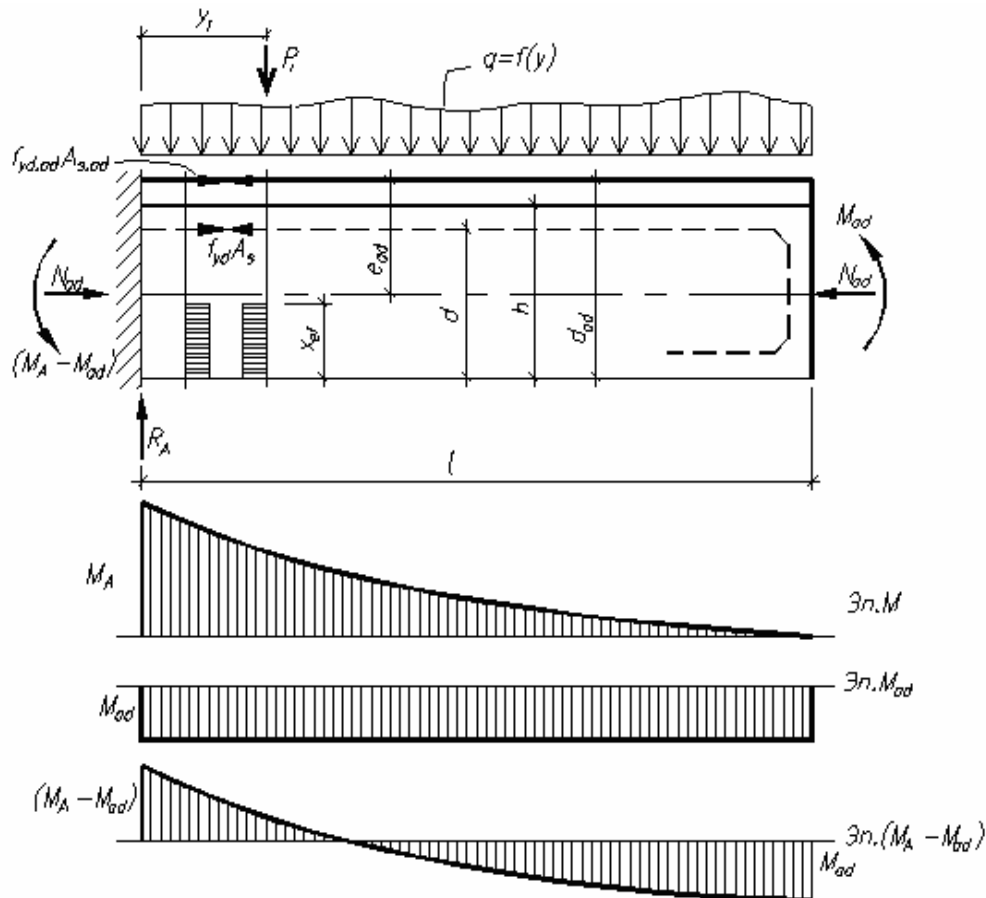


Рис. 13.4. Расчетная схема консольной конструкции, усиленной горизонтальной затяжкой

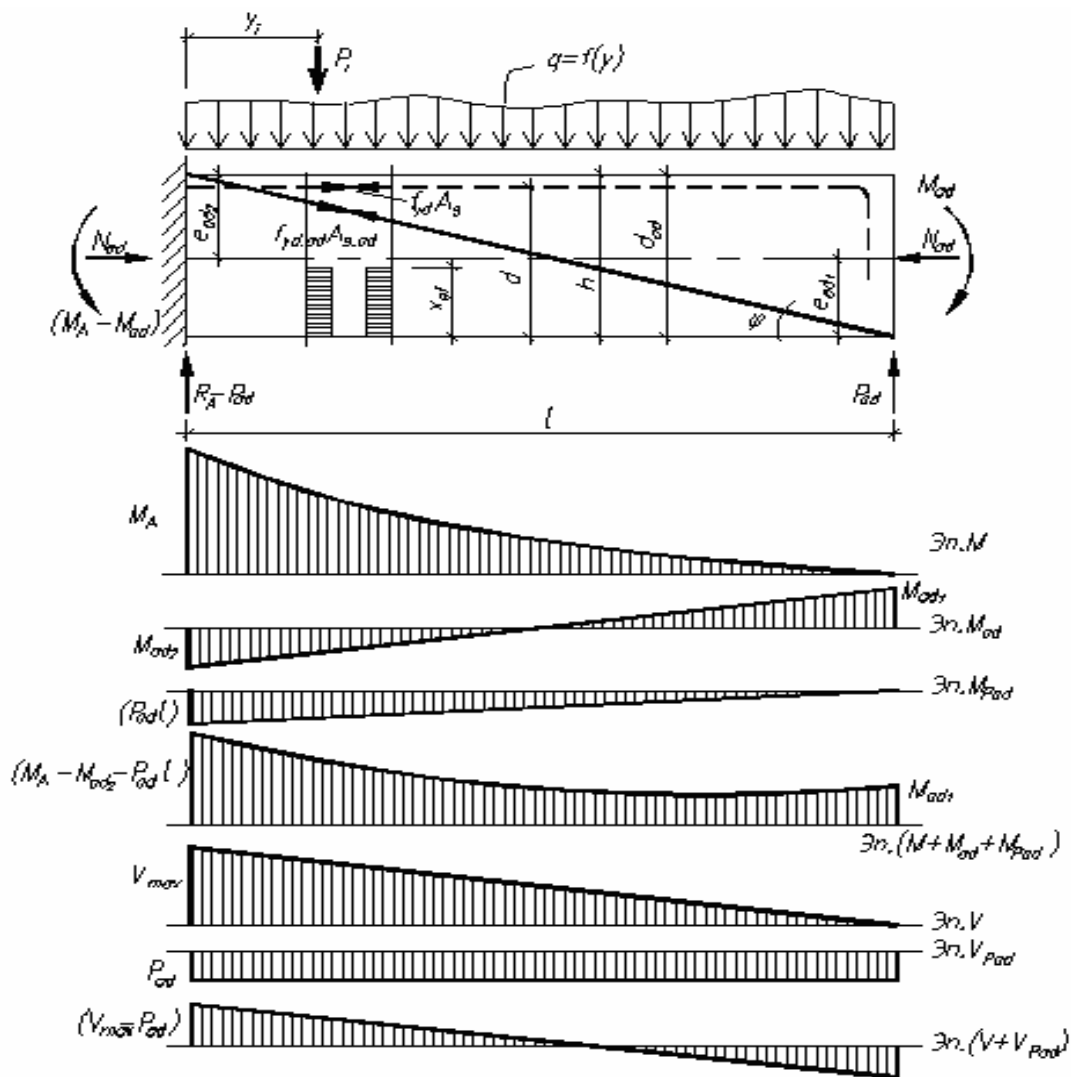


Рис. 13.5. Расчетная схема консольной конструкции, усиленной диагональной затяжкой

### 13.3.2. Расчет прочности железобетонных конструкций, усиленных шпренгелями и шарнирно-стержневыми цепями

Расчет конструкций, усиленных шпренгелями и шарнирно-стержневыми цепями, производят в следующей последовательности. Определяют необходимую степень разгрузки усиливаемой конструкции из условия прочности, как разность между внутренними усилиями в расчетных сечениях от полной нагрузки и усилиями, соответствующими фактической прочности конструкции. Затем проектируют очертание шпренгеля или шарнирно-стержневой цепи. Стрелу подъема рекомендуется принимать максимальной с учетом допускаемых габаритов. При проектировании шпренгелей или шарнирно-стержневых цепей рекомендуется распор от ветвей передавать на усиливаемую конструкцию ниже центра тяжести ее сечения.

Реакции в подвесках (стойках) определяют из условия создания требуемой разгрузки усиливаемой конструкции по изгибающему моменту или поперечной силе. По найденным реакциям в подвесках и геометрическим размерам цепи определяют усилия в отдельных ветвях и площадь поперечного сечения. Распор в цепи, передаваемый на усиливаемую конструкцию определяется из условия равновесия сил. Производят проверку прочности усиливаемой конструкции с учетом внецентренно приложенной реакции распора.

При проектировании усиления шпренгелями и шарнирно-стержневыми цепями стропильных ферм следует учитывать, что дополнительные сосредоточенные силы, прикладываемые к узлам ферм, могут увеличивать усилия в ее отдельных элементах, поэтому требуется проверка прочности элементов фермы.

### **13.3.3. Расчет прочности железобетонных конструкций, усиленных предварительно напряженными распорками**

Устройство предварительно напряженных распорок превращает усиленную конструкцию в статически неопределимую комбинированную систему, состоящую из железобетонного элемента и распорок. При передаче реакции от распорки на опорное сечение изгибаемой, центрально (внецентренно) сжатой (растянутой) конструкции появляется дополнительная растягивающая сила. Кроме того, при односторонних распорках или при разных усилиях в ветвях двухсторонних распорок возникают концевые разгружающие моменты.

Расчет конструкций, усиленных распорками, производится в предположении, что в предельном состоянии напряжения в распорке достигают расчетных сопротивлений.

Расчет прочности железобетонных конструкций, усиленных распорками, может производиться по общему случаю расчета с учетом коэффициентов условий работы:

– для распорок с предварительным напряжением без надреза полков стоек  $\gamma_{p,ad} = 0,8$ ;

– для распорок с предварительным напряжением путем создания уклона стоек с надрезом их полков в местах перегиба  $\gamma_{p,ad} = 0,75$ .

Ветви распорки, установленные в растянутой зоне усиливаемых конструкций, в расчете не учитываются.

Проверка прочности усиленной конструкции производится с учетом влияния опорной реакции распорки (рис. 13.6).

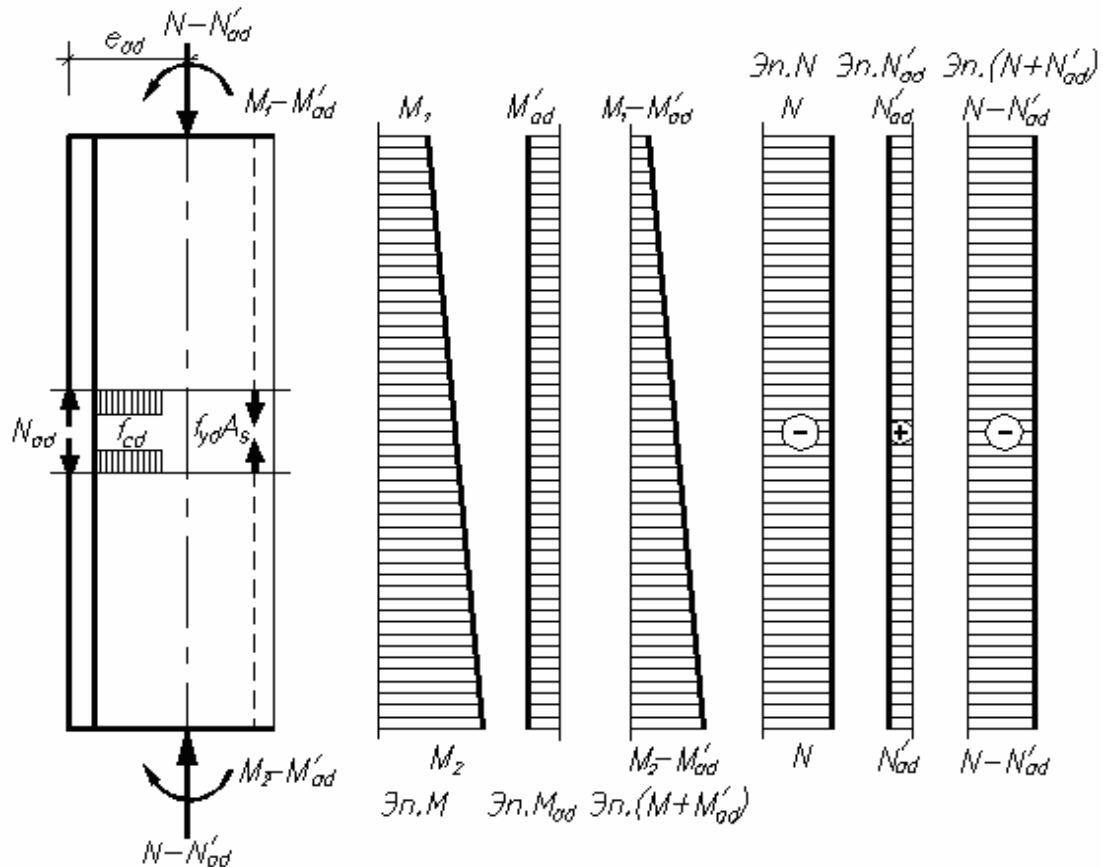


Рис. 13.6. Расчетная схема сжатого элемента, усиленного одной распоркой

Дополнительная растягивающая сила опорной реакции распорки

$$N'_{ad} = \gamma_{p,ad} R_{y,ad} A_{p,ad} \cdot \quad (13.9)$$

Дополнительный концевой момент для одной распорки

$$M'_{ad} = N'_{ad} e_{ad}, \quad (13.10)$$

где  $e_{ad}$  – расстояние между местом закрепления распорки на конструкции и осью, проходящей через центр тяжести ее сечения.

При устройстве распорки в усиливаемых конструкциях могут возникнуть отрицательные изгибающие моменты и растягивающие усилия от предварительного напряжения в распорке. Необходимо выполнять проверку прочности на стадии усиления на действие усилия предварительного напряжения в распорке при нагрузке на конструкцию в момент устройства распорки. При этом усилие в распорке принимается равным

$$N'_{ad} = \gamma_p \sigma_p A_{p,ad} \cdot \quad (13.11)$$

Расчет предварительно напряженных распорок в момент усиления производится как для стальных конструкций по [11]. Расчетная длина ветви принимается равной полной длине распорки или расстоянию от места перегиба до упора в конструкцию в зависимости от метода создания предварительного напряжения.

### Вопросы для самоконтроля

1. Как выполняется расчет усиления эксплуатируемых конструкций путем изменения места передачи нагрузки?
2. Изложите алгоритм расчета изгибаемых конструкций, усиленных дополнительными жесткими опорами.
3. Изложите алгоритм расчета изгибаемых конструкций, усиленных дополнительными упругими опорами.
4. Изложите алгоритм расчета прочности изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных предварительно напряженными затяжками.
5. В какой последовательности выполняется расчет усиления конструкций шарнирно-стержневыми цепями?
6. Изложите алгоритм расчета прочности центрально и внецентренно сжатых железобетонных конструкций, усиленных предварительно напряженными распорками.

## Тема 14. УСИЛЕНИЕ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

При реконструкции зданий и сооружений с каменными конструкциями возникает необходимость восстановления или усиления: *отдельных элементов, их сопряжений, здания в целом.*

Необходимость *восстановления (усиления)* каменных конструкций вызывается снижением прочностных, ограждающих и эстетических свойств при эксплуатации и устанавливается в результате их обследования и поверочных расчетов.

### 14.1. Методы восстановления каменных конструкций

Наиболее распространенными методами восстановления каменных конструкций являются: *оштукатуривание, инъецирование имеющихся трещин, частичная или полная перекладка элементов.*

Восстановление элементов *оштукатуриванием* применяется при поверхностных повреждениях кладки в виде выветривания раствора, размо-



раживания, расслоения на глубину до 150 мм, а также при наличии стабилизированных осадочных трещин. Оштукатуривание осуществляется вручную (при глубине повреждения до 40 мм) или торкретированием раствором марки М75 и выше на основе цемента.

Для обеспечения надежного сцепления штукатурного слоя с кирпичной кладкой производят подготовку оштукатуриваемой поверхности: кладку очищают от поврежденного кирпича и раствора, промывают и высушивают. При большой площади и толщине штукатурного слоя дополнительно расчищают горизонтальные швы на глубину 10...15 мм, на кладке выполняют насечку поверхности, устанавливают металлические сетки из проволоки диаметром 2...6 мм или стеклосетки. Металлические сетки могут выполняться на месте путем обвязки проволокой диаметром 2...3 мм вокруг анкеров диаметром, не превышающих толщину шва (рис. 14.1). Края сеток заводят за поврежденный участок на длину не менее 500 мм. Если поврежденный участок находится вблизи угла здания, сетку заводят за угол на стену не менее чем на 1000 мм.

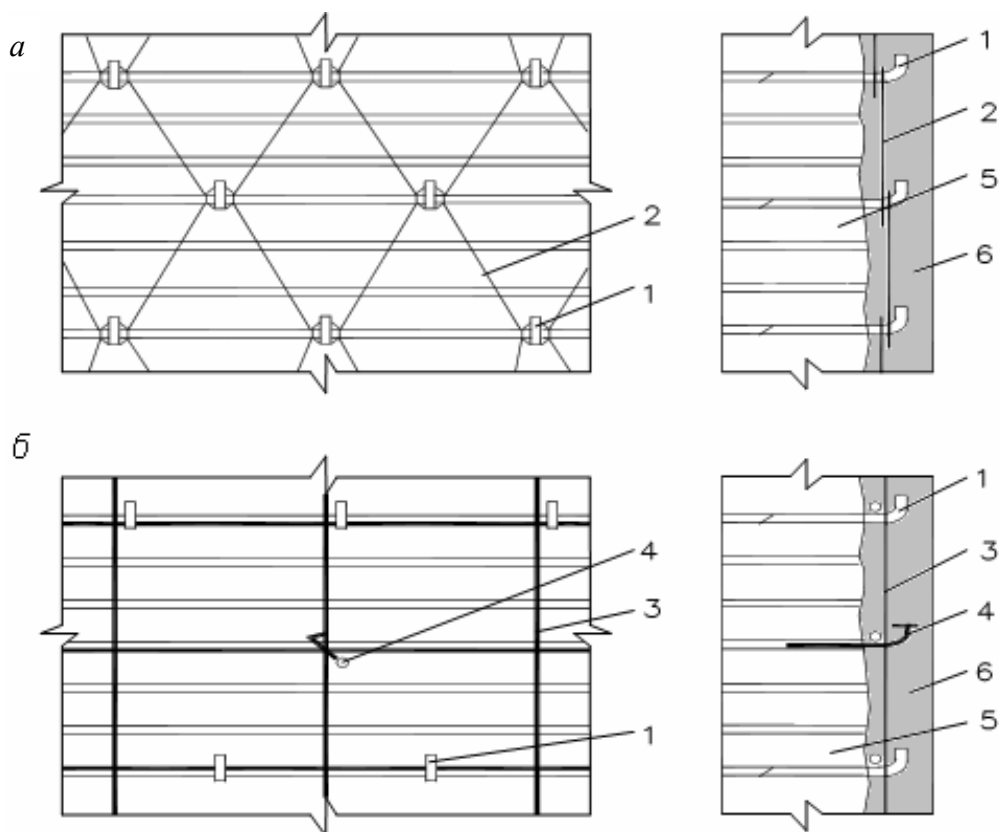


Рис. 14.1. Восстановление кирпичных стен: *а* – с использованием обвязки из проволоки, *б* – с использованием готовых сеток: 1 – анкер, 2 – проволока, 3 – сетка, 4 – гвозди, 5 – восстанавливаемая кладка, 6 – раствор

Для восстановления и усиления каменной кладки, имеющей сквозные трещины силового и осадочного характера (при стабилизировавшихся осадках), применяется *инъекцирование* цементным и полимерным растворами путем их нагнетания под давлением до 0,6 МПа с помощью нагнетательных устройств.

Расчетное сопротивление каменной кладки, усиленной инъекцированием раствора в трещины, принимается с учетом поправочного коэффициента  $m_k$ , зависящего от вида раствора и характера трещин:

- $m_k = 1,1$  – для кладки с трещинами от силовых воздействий, инъекцированных цементным раствором;
- $m_k = 1,3$  – то же, полимерным раствором;
- $m_k = 1,0$  – для кладки с трещинами от неравномерной осадки или нарушением связи между отдельными элементами, инъекцированными цементным или полимерным растворами.

*Частичная (полная) перекладка* производится при наличии большого количества мелких, одиночных глубоких и сквозных трещин при стабилизировавшихся осадках здания. Для перекладки применяют кирпич и раствор марки, не ниже марки кирпича и раствора восстанавливаемой кладки. При перекладке участков должна быть сохранена принятая перевязка швов (рис. 14.2).

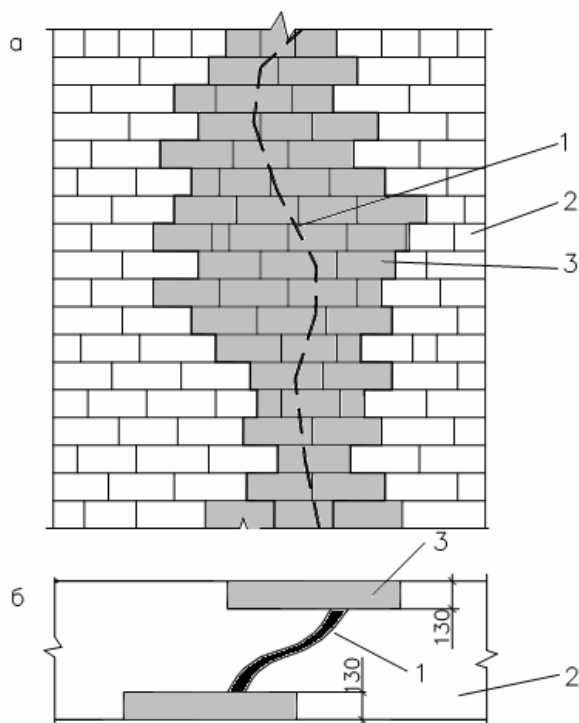


Рис. 14.2. Восстановление каменной кладки частичной перекладкой:  
*а* – частичная перекладка с одной стороны, *б* – то же с двух сторон:  
 1 – трещина, 2 – восстанавливаемая стена, 3 – частичная перекладка

Для восстановления целостности кирпичных стен, имеющих сквозные трещины силового и осадочного характера, применяют *скобы* из круглой стали диаметром не менее 6 мм, концы которых закрепляются в устраиваемых отверстиях в кладке на глубину 100 мм и более, а также *накладки* из листового или профильного металла, закрепляемые на усиливаемых участках стен с помощью стяжных болтов (рис. 14.3). Скобы и накладки могут размещаться с одной (при толщине стены 640 мм и менее) или двух сторон (при большей толщине) усиливаемого участка, на поверхности, в горизонтальных швах (для скоб диаметром, не превышающем толщину шва) и в предварительно подготовленных штрабах. Размещение накладок в штрабах эффективно при смещениях участков стен, разделенных трещиной, относительно друг друга по вертикали.

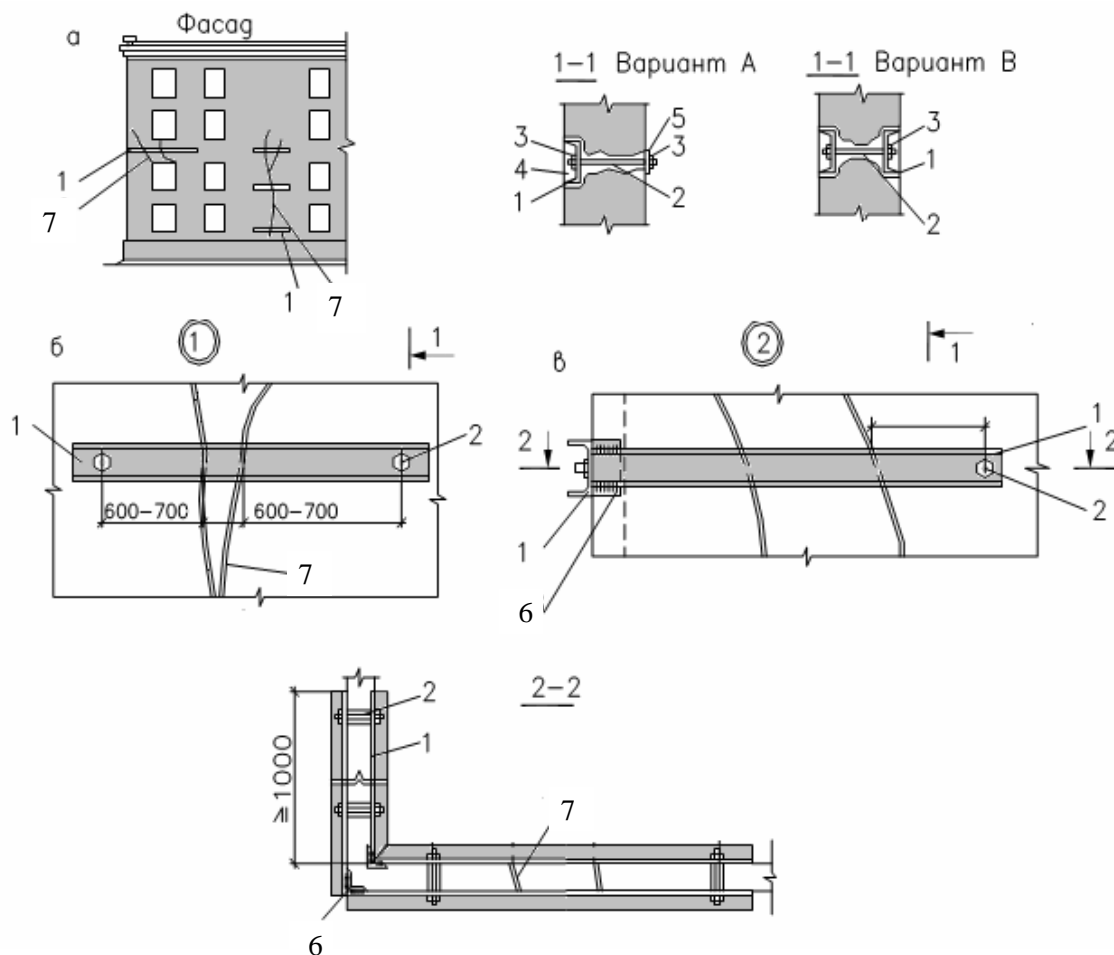


Рис. 14.3. Усиление стен наладками: *а* – общий вид усиления, *б* – усиление простенка, *в* – усиление вблизи угла здания: 1 – стальная накладка, 2 – стяжной болт, 3 – гайка, 4 – штраба, 5 – опорная пластина (полоса), 6 – уголок, 7 – трещина

В качестве накладок применяются прокатные профили в виде швеллеров №№ 16...20, уголков с шириной полки, примыкающей к стене,

75...100 мм, а также полосовая сталь шириной 70 мм и более. Стяжные болты выполняют из круглой стали диаметром 16...22 мм. Расстояние от трещины до ближайших к ней стяжных болтов должно составлять не менее 600 мм. В случае если трещина находится вблизи угла здания, накладки заводятся за угол не менее чем на 1000 мм. После монтажа накладок штрабы заполняют бетоном. Стальные накладки, устанавливаемые на поверхности стен без устройства штраб, покрывают антикоррозионными составами или оштукатуривают по сетке.

#### 14.2. Усиление элементов каменных конструкций

При невозможности достижения требуемой степени повышения прочности без увеличения поперечного сечения элемента применяют методы усиления, увеличивающие площадь поперечного сечения путем устройства *наращивания* или *обойм*.

Нарращивание может быть *каменным, армокаменным или железобетонным*.

Для наращивания применяется кирпич и раствор марок не ниже фактической условной марки кирпича и раствора, полученной при испытании образцов из усиливаемой конструкции.

Нарращивание устраивают толщиной в 1/2 кирпича или более. Совместная работа с кирпичной кладкой усиливаемой конструкции обеспечивается путем устройства борозд в усиливаемой кладке глубиной в 1/2 кирпича или с помощью анкеров, забиваемых в швы. Для кладки наращивания возможно применение продольного и поперечного армирования.

Расчет прочности каменных конструкций, усиленных каменным (армокаменным) наращиванием, производится по [12] с учетом его совместной работы с усиливаемой конструкцией путем введения дополнительного коэффициента условий работы к расчетному сопротивлению каменной кладки наращивания, равного:

- при усилении элемента под нагрузкой, превышающей 70 % расчетной,  $\gamma_{k,ad} = 0,8$ .
- при усилении элемента под нагрузкой, не превышающей 70 % расчетной,  $\gamma_{k,ad} = 1$ .

Для устройства наращивания из железобетона применяется бетон класса не ниже  $C^{12}/_{15}$ . Железобетонная часть возводится в предварительно подготовленных нишах или существующих каналах кирпичной кладки (рис. 14.4). Процент армирования железобетонной части сечения должен

составлять 0,5...1,5 %. Так как деформативность каменной кладки существенно выше деформативности железобетона, то при усилении под нагрузкой дополнительные бетон и арматура работают совместно с усиливаемой конструкцией и достигают своего расчетного сопротивления в предельном состоянии.

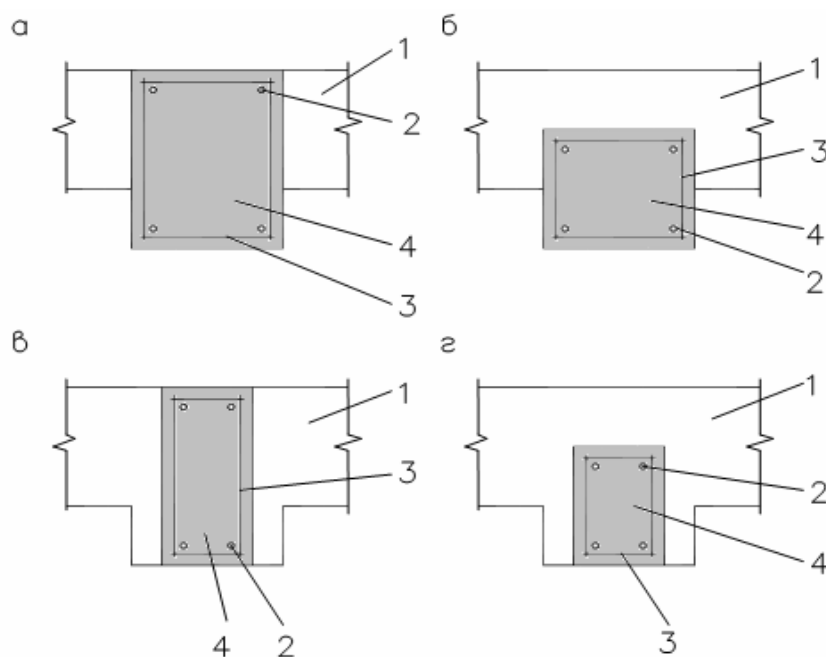


Рис. 14.4. Усиление простенков с пилястрами монолитными железобетонными элементами: а, в – сквозная пробивка стены; б, г – устройство углублений с одной стороны: 1 – усиливаемая кладка, 2 – продольная арматура, 3 – поперечная арматура, 4 – бетон усиления

Эффективным методом увеличения прочности каменной кладки при малых эксцентриситетах ( $e_0 \leq h/6$ ) является устройство *обойм*: *стальной*, *железобетонной* и *растворной*.

Наиболее массовыми элементами, усиливаемыми обоймой, являются столбы и простенки. Столбы, как правило, имеют прямоугольную форму поперечного сечения с соотношением сторон не более 1,5, что способствует эффективной работе обойм, ограничивающих поперечные деформации в сечении. Простенки имеют вытянутую в плане форму, обычно с соотношением сторон более двух. При этом для эффективного использования обойм устанавливаются дополнительные связи в виде стяжных болтов или анкеров. Допускаемые расстояния между связями (анкерами, хомутами) не более 1000 мм и не более двух толщин стены по длине, по высоте – не более 750 мм. Связи надежно закрепляют в усиливаемой кладке.

*Стальная обойма* – это система из продольных элементов уголкового профиля (рис. 14.5), устанавливаемых на растворе по углам или выступам конструкции и приваренных к ним поперечных элементов (планок) в виде полосовой или арматурной стали, а также опорных подкладок (при усилении всего столба или простенка, когда на продольные элементы передается часть усилий от вышерасположенных конструкций). Шаг планок принимают не более меньшего размера поперечного сечения и не более 500 мм.

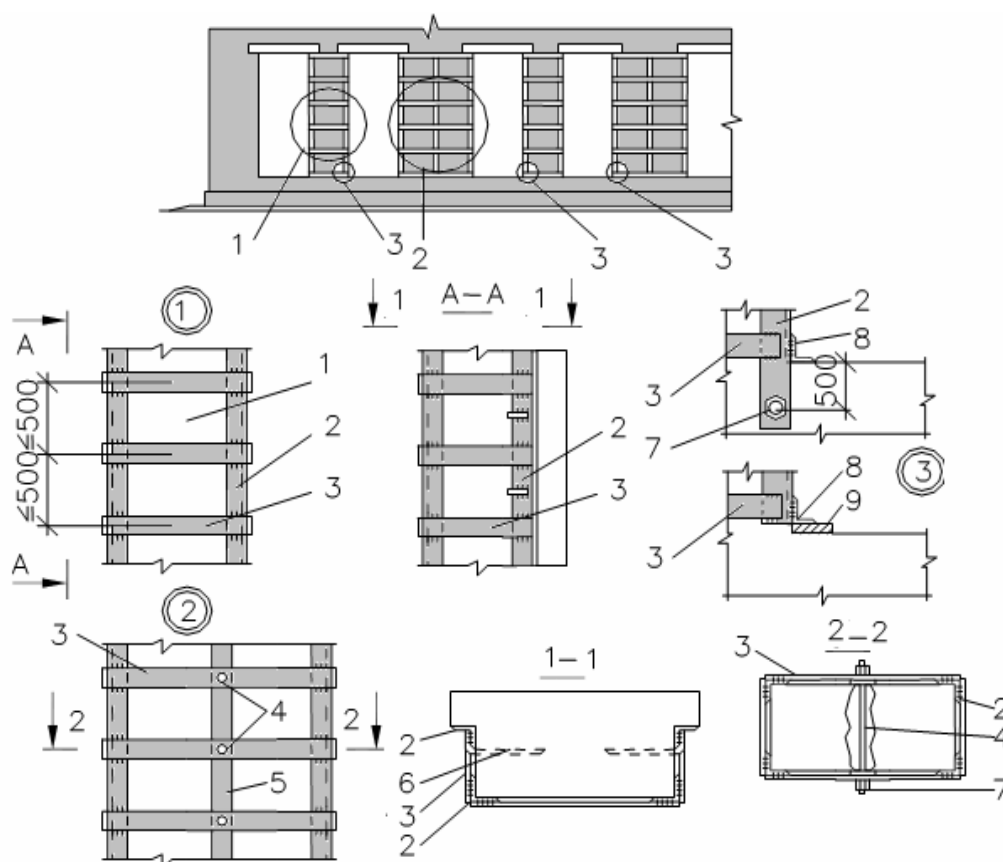


Рис. 14.5. Усиление каменных конструкций стальной обоймой:

1 – усиливаемая конструкция, 2 – уголок, 3 – планка, 4 – поперечная связь, 5 – полоса, 6 – анкер, 7 – болт, 8 – опорный уголок, 9 – стальная пластина

Для повышения эффективности усиления поперечные планки рекомендуется напрягать. Для этого со стороны двух противоположных граней к продольным элементам приваривают планки только с одного конца. После чего нагревают планки до 100...120°C и приваривают в нагретом состоянии второй свободный конец к вертикальным уголкам. При остывании планок происходит обжатие усиливаемой конструкции.

*Железобетонная обойма* (рис. 14.6) представляет собой пространственный арматурный каркас из продольной и поперечной арматуры, омоноличенный бетоном. Этот вид обоймы применяется при значительных повреждениях кладки и позволяет значительно повысить прочность усиливаемого каменного элемента.

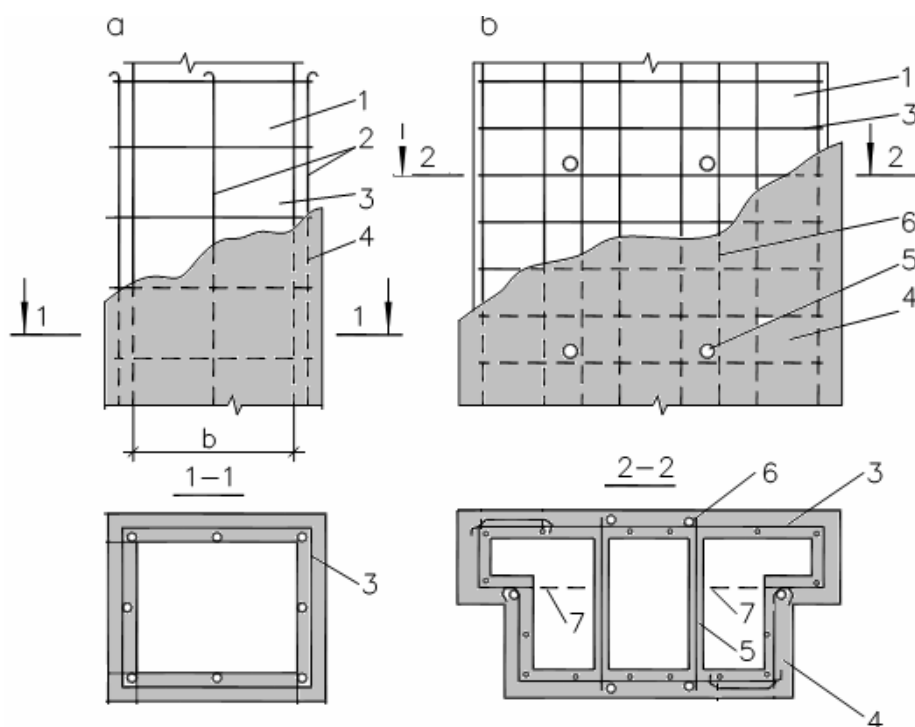


Рис. 14.6. Усиление железобетонной обоймой: *a* – столбов, *б* – простенков: 1 – усиливаемая конструкция, 2 – продольная арматура, 3 – поперечная арматура, 4 – бетон, 5 – дополнительные поперечные связи, 6 – продольная арматура, 7 – анкеры

Толщину обоймы и площадь поперечного сечения арматуры определяют расчетом. Ориентировочно толщина обоймы принимается 40...120 мм, диаметр поперечных стержней – 4...10 мм. Для обеспечения сцепления с бетоном продольная арматура отстоит от усиливаемой кладки не менее чем на 30 мм. Шаг хомутов принимают согласно расчету, но не более 150 мм. Шаг продольной арматуры – 250...300 мм. Для обоймы рекомендуется применять бетоны классов  $C^{12}/_{15}$  и выше.

Для увеличения площади контакта кладки с элементами усиления обоймы рекомендуется в кладке через каждые 3-4 ряда выполнять борозды на глубину 1/2 кирпича или расчищать швы кладки на 10...15 мм в глубину. Бетонирование производится методом инъектирования, нагнетая смесь через инъекционные отверстия в опалубке, торкретированием или последовательным бетонированием с наращиванием опалубки.

*Армированная растворная обойма* выполняется по аналогии с железобетонной, но вместо бетона применяют раствор марки не ниже М50. Растворная обойма позволяет сохранить существующие размеры поперечного сечения практически без изменения. При производстве работ не применяется опалубка. Цементный раствор, наносимый тонким слоем порядка 30...40 мм, выполняет функции связи между усиливаемой кладкой и арматурой и защищает арматуру от коррозии. Минимальная толщина защитного слоя составляет: для внутренних сухих помещений – 15 мм, для наружных и влажных помещений – 20...25 мм.

Для усиления каменных конструкций под нагрузкой, превышающей 70...80 % от расчетной, эффективно (позволяют повысить прочность каменных конструкций в 2-3 раза) применение *предварительно напряженных распорок*, установленных с одной или с двух сторон конструкции, в которых рабочими элементами являются вертикальные ветви распорки, а поперечные планки выполняют роль соединительных элементов, уменьшающих свободную длину ветвей.

Предварительно напряженные распорки (аналогично усилению железобетонных конструкций) состоят из уголкового профиля, располагаемого по углам конструкции и связанных друг с другом планками из полосовой стали или стержневой арматуры. Сверху и снизу распорки передают нагрузку на опорные уголки. Предварительное напряжение распорок осуществляется путем их перегиба в середине длины или с помощью домкратов.

### 14.3. Расчет усиления элементов каменных конструкций

Расчет каменных конструкций, усиленных обоймами, производится в соответствии с [12].

При усилении элементов *стальной обоймой* в случае эксцентриситетов приложения нагрузки, не выходящих за пределы ядра сечения (малые эксцентриситеты), расчет производится по условию

$$N_{Sd} \leq \psi \varphi \left[ \left( m_g m_k R + \eta \frac{2,5\mu_{ad}}{1 + 2,5\mu_{ad}} \cdot \frac{f_{ywd,ad}}{100} \right) A + R_{y,ad} A_{s,ad} \right], \quad (14.1)$$

где  $N_{Sd}$  – продольная сила от действующих нагрузок;  $A$  – площадь сечения усиливаемой кладки;  $A_{s,ad}$  – площадь сечения вертикальных уголков;  $R$  – расчетное сопротивление кладки сжатию, определяемое по ус-



ловной марке кирпича или раствора;  $f_{ywd,ad}$  – расчетное сопротивление планок;  $R_{y,ad}$  – расчетное сопротивление вертикальных уголков;  $\varphi$  – коэффициент продольного изгиба, при определении которого характеристика  $\alpha$  применяется как для неусиленной кладки;  $m_g$  – коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки;  $m_k$  – коэффициент условий работы кладки, принимаемый: 1 – для кладки без повреждений, 0,7 – для кладки с трещинами;  $\mu_{ad}$  – процент армирования дополнительной поперечной арматурой  $\mu_{ad} = \frac{2A_{sw,ad}(b+h)}{h \cdot b \cdot s_{ad}} \cdot 100$ , где  $A_{sw,ad}$  – площадь поперечного сечения планки;  $h, b$  – размеры поперечного сечения кладки;  $s_{ad}$  – расстояние между планками;  $\psi$  – коэффициент, принимаемый: при центральном сжатии – 1, при внецентренном сжатии – по формуле  $1 - \frac{2e_0}{h}$ ;  $\eta$  – коэффициент, принимаемый: при центральном сжатии – 1, при внецентренном сжатии – по формуле  $1 - \frac{4e_0}{h}$ .

Расчет каменных конструкций с малыми эксцентриситетами, усиленных железобетонной обоймой, производится из условия

$$N_{Sd} \leq \psi \varphi \left[ \left( m_g m_k R + \eta \frac{3\mu_{ad}}{1 + \mu_{ad}} \cdot \frac{f_{ywd,ad}}{100} \right) A + (\gamma_{c,ad} f_{cd,ad} A_{c,ad} + f_{yd,ad} A_{s2,ad}) \right], \quad (14.2)$$

где  $f_{ywd,ad}$  – расчетное сопротивление поперечной арматуры;  $f_{yd,ad}$  – расчетное сопротивление продольной арматуры;  $A_{c,ad}$  – площадь сечения бетона обоймы, заключенного между хомутами и кладкой (до защитного слоя);  $A_{s2,ad}$  – площадь сечения продольной арматуры;  $\gamma_{c,ad}$  – коэффициент условий работы бетона, равный: 1 – при передаче нагрузки на обойму и наличии опоры обоймы снизу; 0,7 – при передаче нагрузки на обойму и отсутствии опоры внизу обоймы; 0,35 – без непосредственной передачи нагрузки на обойму.

Расчет конструкций с малыми эксцентриситетами, усиленных *растворной армированной обоймой*, осуществляется из условия

$$N_{Sd} \leq \psi \varphi \left( m_g m_k R + \eta \frac{2,8\mu_{ad}}{1 + 2\mu_{ad}} \cdot \frac{f_{ywd,ad}}{100} \right) A. \quad (14.3)$$

При расчете обойм с дополнительными поперечными связями (при усилении простенков с соотношением сторон больше двух) в формулах (14.1), (14.2) и (14.3) для дополнительных связей вводится коэффициент условия работы равный 0,5.

Расчетные сопротивления поперечной и продольной арматуры, применяемой при устройстве обойм, принимаются по табл. 14.1.

Таблица 14.1

Армирование	Расчетные сопротивления арматуры и профильной стали, МПа	
	S240, профили	S280
Поперечная арматура	150	190
Продольная арматура без непосредственной передачи нагрузки на обойму	43	55
То же, при передаче нагрузки на обойму с одной стороны	130	160
То же, при передаче нагрузки на обойму с двух сторон	190	240

Расчет центрально и внецентренно сжатых каменных элементов, усиленных *предварительно напряженными распорками*, производят в следующей последовательности:

- определяют фактическую прочность столба или простенка  $N_{Rd}$  по данным поверочных расчетов;
- определяют величину перегрузки элемента  $\Delta N = N_{Sd} - N_{Rd}$ , где  $N_{Sd}$  – усилие, действующее на элемент после реконструкции;
- определяют площадь поперечного сечения распорки из условия

$$\frac{\Delta N}{A_{p,ad} \Phi} \leq \gamma_{s,ad} R_{y,ad}, \quad (14.4)$$

где  $A_{p,ad}$  – площадь поперечного сечения распорки,  $R_{y,ad}$  – расчетное сопротивление стали распорки,  $\gamma_{s,ad}$  – коэффициент условий работы распорки.

Величина предварительного напряжения распорок приближенно может определяться линейной интерполяцией в зависимости от отношения нагрузки на усиливаемую конструкцию в момент усиления к расчетной нагрузке в интервале  $[0, R_{yn,ad}]$ : но не менее  $\sigma_{p,min} = 0,4R_{yn,ad}$  и не более  $\sigma_{p,max} = 0,8R_{yn,ad}$ . Задаваясь величиной предварительного напряжения распорки, по формуле (12.2) определяют величину отклонения ветвей предварительно напряженной распорки.

## 14.4. Усиление сопряжений элементов каменных конструкций

Для восстановления целостности стен в местах сопряжения применяют *стальные затяжки* (рис. 14.7), *шпонки* (рис. 14.8), *гибкие связи в виде анкеров* (рис. 14.9), а также *перекладку* поврежденных участков.

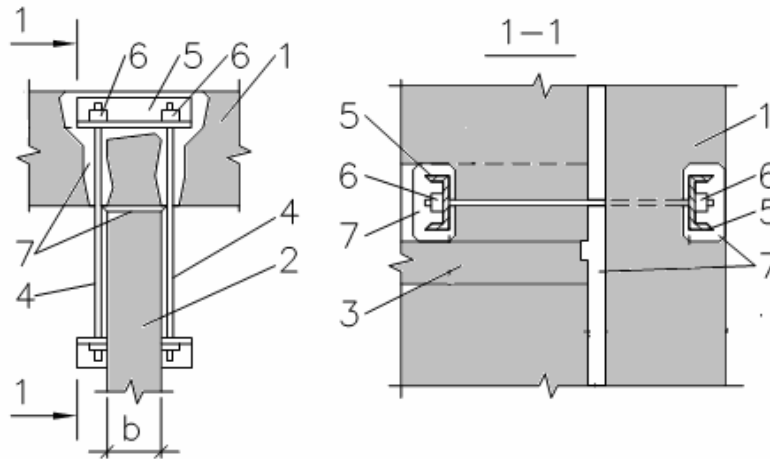


Рис. 14.7. Восстановление сопряжений стен стальными затяжками: 1 – продольная стена, 2 – поперечная стена, 3 – перекрытие, 4 – тяжи, 5 – распределительные прокладки, 6 – гайки, 7 – цементный раствор

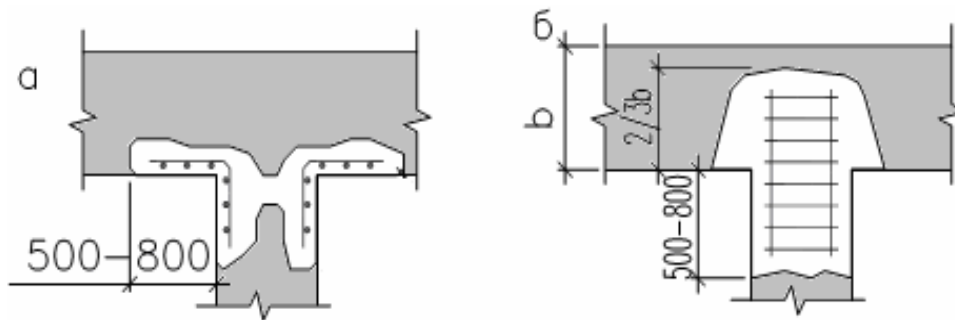


Рис. 14.8. Восстановление сопряжений железобетонными шпонками: *а* – с вертикальными арматурными каркасами, *б* – то же, с горизонтальными каркасами

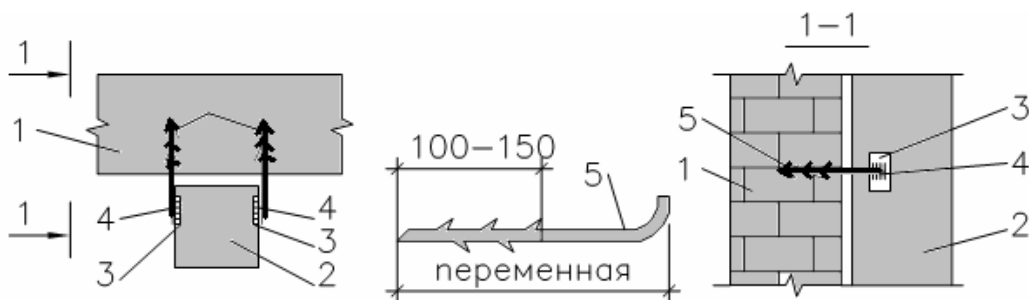


Рис. 14.9. Восстановление сопряжений гибкими связями: 1 – продольная стена, 2 – железобетонная колонна, 3 – закладная деталь колонны, 4 – сварка, 5 – анкер

**Стальные затяжки** выполняют из круглой стали диаметром 20...25 мм с резьбой по концам и распределительных прокладок из уголков или швеллеров. Стальные затяжки располагают, как правило, в уровне перекрытия. Устройство затяжек производят в следующей последовательности: устраивают горизонтальную штрабу в продольной стене на глубину 60...130 мм, просверливают отверстия для тяжей. В поперечных стенах на расстоянии не менее 1000 мм от места разрыва пробивают отверстие для установки распределительной прокладки. Тяжи закрепляют на распределительных прокладках и предварительно напрягают завинчиванием гаек на концах в сочетании с нагреванием тяжей. После монтажа затяжек тяжи покрывают антикоррозионными составами, а штрабы заполняют бетоном или заделываются кирпичом.

Для восстановления сопряжений стен также используются **шпонки**: железобетонные и стальные. На этаж устанавливается не более 2-3 шпонок. Для первого этажа: в уровне пола у фундамента, в середине стены и в уровне перекрытия.

**Железобетонные шпонки** состоят из арматурного каркаса из стержней 16...20 мм и бетона класса  $C^{12}/_{15}$  и выше.

**Стальные шпонки** выполняют из пластин, уголков, швеллеров. При устройстве стальных шпонок пробивают вертикальные штрабы длиной 400...600 мм. Монтаж шпонок производят на растворах повышенной прочности. Шпонки оборачивают металлической сеткой, а после монтажа стягивают болтами диаметром не менее 16 мм и оштукатуривают раствором.

**Перекладка** участков стен, простенков осуществляется в случаях значительных отклонений от вертикали, сдвигов, перекосов, выпучиваний, когда отклонение от первоначального положения составляет более  $1/3$  толщины, с обязательным креплением гибкими связями к близлежащим конструкциям: стенам, колоннам, перекрытиям и покрытиям.

#### **14.5. Повышение пространственной жесткости каменных зданий**

В результате неравномерной осадки оснований фундаментов, различной жесткости элементов и разнонагруженности стен, а также при воздействиях природных и техногенных факторов происходит нарушение пространственной жесткости коробки здания в целом или какой-либо ее части.

Для восстановления целостности остова здания применяют **пояса**, которые воспринимают неравномерные деформации, растягивающие усилия кладки и способствуют перераспределению нагрузки на основание.

В зависимости от характера проводимых работ (восстановление жесткости эксплуатируемого здания, реконструкция или надстройка), причин и вида повреждений применяются *стальные (гибкие, жесткие), армокаменные или железобетонные пояса*.

*Стальные гибкие напрягаемые пояса* (рис. 14.10) представляют собой систему горизонтальных распределительных устройств, состоящих из тяжей диаметром 20...40 мм, напрягаемых при помощи муфт с двухсторонней резьбой (правой и левой) или закручиванием гаек на концах, концевых и промежуточных упоров.

Поясами создается один или несколько замкнутых контуров по стенам. Производится объемное обжатие всего здания или его части.

С целью эффективного обжатия всей коробки здания длину большей части пояса рекомендуется принимать не более 1,5 коротких. В многоэтажных зданиях тяжести устанавливают в уровне перекрытий. Допускается связь тяжей с перекрытиями. В промышленных и общественных одноэтажных зданиях тяжести устанавливают в уровне низа стропильных конструкций.

Пояса устанавливают либо на поверхности стен, ухудшая внешний вид, но сокращая трудоемкость работ, либо в штрабах кладки, не меняя внешнего вида и надежно предохраняя металлические детали от коррозии.

При устройстве пояса в кладке пробивают горизонтальные штрабы глубиной 70...80 мм и сквозные отверстия для продольных и поперечных тяжей. На углах здания на растворах повышенной прочности вертикально устанавливают отрезки уголков. Если пояса устанавливают на поверхности стен, для удобства монтажа и исключения провисания тяжей по длине в кладку забивают промежуточные скобы.

Монтаж поясов усиливаемого здания осуществляется последовательно снизу вверх (см. рис. 14.10).

*Предварительное напряжение* производят с помощью соединительных муфт одновременным натяжением всех тяжей или первоначально натягивают тяжести проходящие внутри здания, а затем – снаружи. Натяжение производят динамометрическим ключом, домкратом или ломиком с плечом 1500 мм с усилием на конце 30...40 кг. Для уменьшения трудоемкости натяжения рекомендуется осуществлять электро- или термонагрев тяжей. Степень натяжения следует контролировать приборами. Тяжи считаются натянутыми, если они не провисают и при ударе по ним ломиком издают звук высокого тона. При устройстве тяжей в условиях пониженных температур выполняется их дополнительное натяжение. После фикс-

саци тяжей и их напряжения производится инъецирование трещин в стенах или выполняется частичная перекладка в зависимости от характера и степени повреждения.

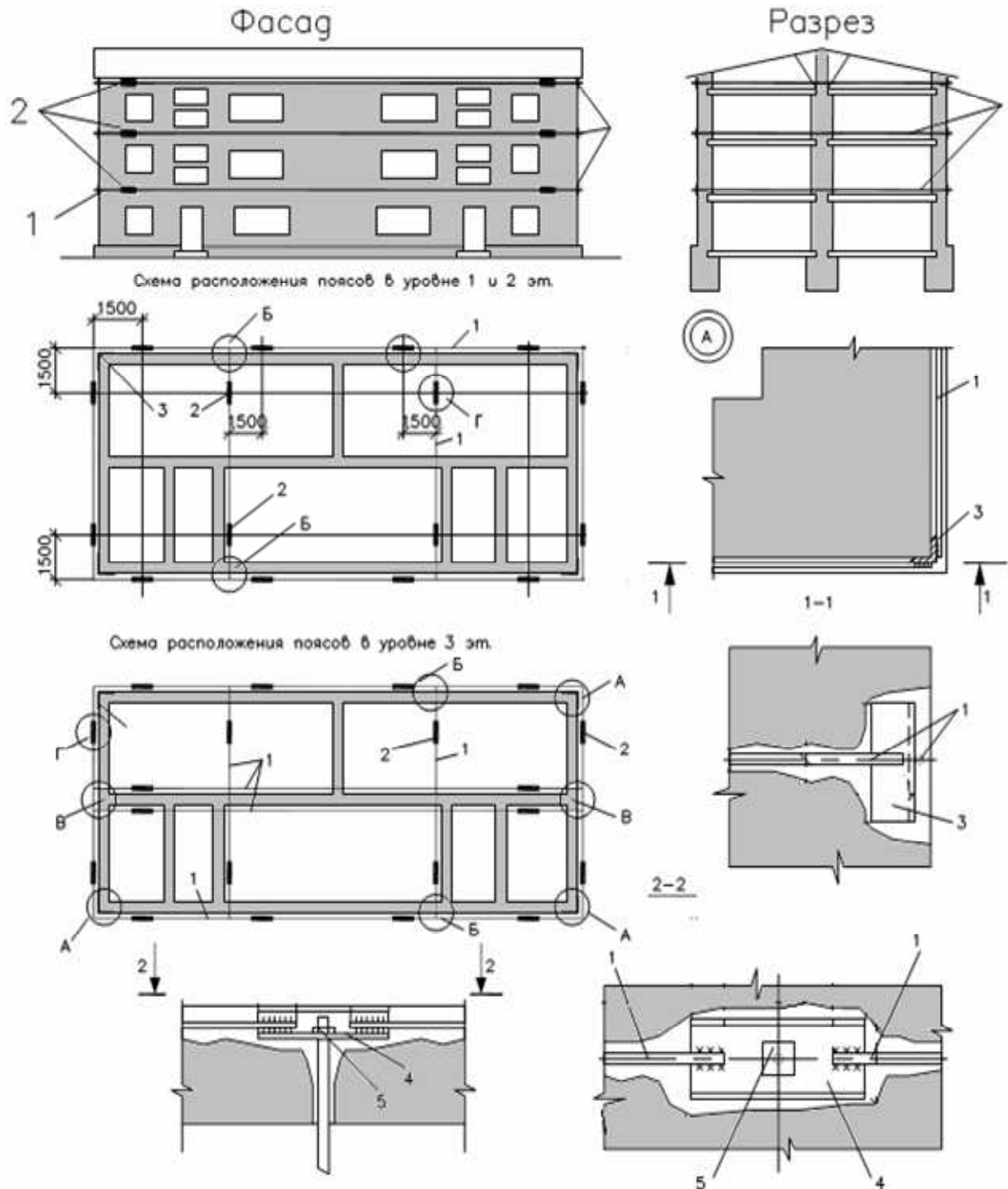


Рис. 14.10. Усиление здания стальными предварительно напряженными поясами:

- 1 – тяж, 2 – стяжная муфта с двухсторонней резьбой, 3 – упорный уголок,  
4 – накладка из швеллера, 5 – гайка с шайбой

Расчет сечения гибких тяжей производят из условия равной прочности тяжей на растяжение и каменной кладки на срез.

Расчетное усилие определяется по формуле

$$N_{Rd} = 0,2R_{sq}lb, \quad (14.5)$$

где  $R_{sq}$  – расчетное сопротивление кладки на срез, МПа;  $l$  – длина стены;  $b$  – толщина стены.

**Стальные жесткие пояса** (рис. 14.11) выполняются из профильной стали (в основном, из швеллеров, уголков и полосовой стали) и предназначены для передачи усилий на более прочные участки. Пояса охватывают все здание или его часть, выполняются замкнутыми или незамкнутыми. Незамкнутые пояса применяют при разрывах здания, продольных и поперечных стен, углов. Номер профиля назначается конструктивно.

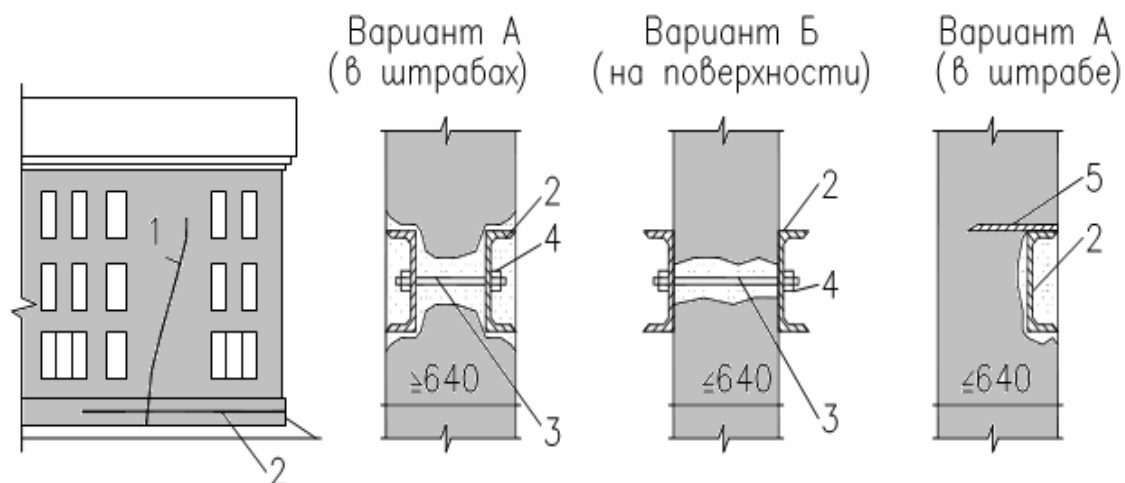


Рис. 14.11. Усиление части здания устройством предварительно напряженного стального пояса из прокатных профилей: 1 – трещина, 2 – пояс из швеллера, 3 – стяжной болт, 4 – гайка, 5 – анкер

Стальные жесткие пояса могут выполняться предварительно напряженными. Натяжение жестких поясов осуществляется с помощью болтовых соединений (рис. 14.12). Диаметр натяжного болта (шпильки) определяется расчетом и ориентировочно составляет 20...25 мм.

Стальные жесткие пояса устанавливают по всему контуру здания или его части в штрабах или на поверхности стен. В зависимости от толщины стены пояса располагаются с одной или двух сторон стены: при толщине более 640 мм – с двух сторон, при толщине менее 640 мм – с одной.

Фиксация двухсторонних поясов выполняется болтами диаметром 16...20 мм, которые при помощи гаек стягивают пояса друг с другом и играют роль анкеров. При расположении пояса с одной стороны совместная работа достигается за счет устройства анкеров (рис. 14.11, вариант А (в штрабе)). Шаг болтов – 2000...2500 мм, анкеров – 500...700 мм.

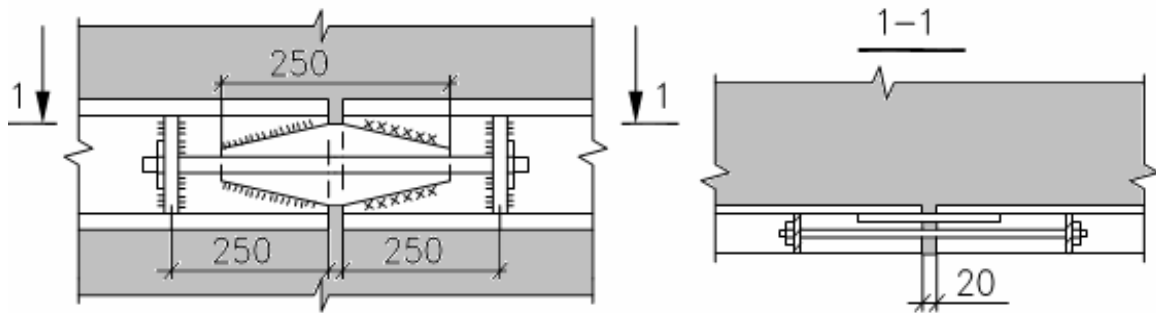


Рис. 14.12. Натяжное устройство предварительно напряженного стального пояса из прокатных профилей

Стальные гибкие и жесткие пояса, установленные на поверхности стен, вместе с муфтами, упорными уголками, накладками, огрунтовывают и окрашивают или оштукатуривают по сетке.

При надстройке здания с целью повышения его пространственной жесткости в уровне перекрытий, покрытий выполняют *армокаменные* (рис. 14.13, а) или *железобетонные* (рис. 14.13, б) пояса жесткости.

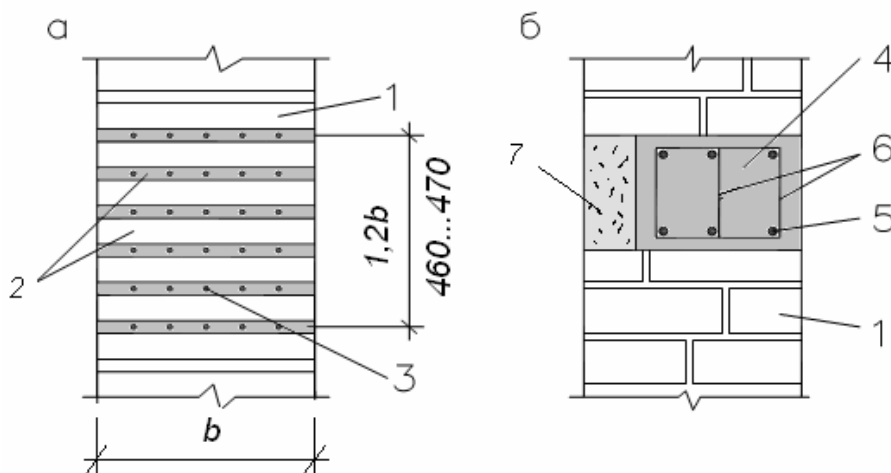


Рис. 14.13. Усиление стен здания поясами: а – армокаменным; б – железобетонным:

- 1 – кирпичная кладка стен, 2 – армокаменный пояс, 3 – стальная сетка,  
4 – железобетонный пояс, 5 – продольная арматура, 6 – поперечная арматура,  
7 – утепление



При устройстве *армокаменного пояса* допускается применение продольных стержней арматуры в поясе диаметром до 12 мм с утолщением шва до 25 мм. Ориентировочно площадь продольной арматуры пояса в стенах толщиной до 510 мм можно принимать в пределах  $4,5 \text{ см}^2$ , а при большей толщине –  $6,5 \text{ см}^2$ .

*Железобетонный пояс* выполняется из бетона класса не ниже  $C^{12}/_{15}$  с армированием пространственным арматурным каркасом. Возможно использование жесткой арматуры в поясе. Высота поперечного сечения пояса составляет не менее 120 мм, ориентировочно ширина сечения пояса принимается равной: при толщине стены до 510 мм – толщине стены с учетом утепления, при толщине стены более 510 мм – возможно устройство меньшего по ширине пояса. В месте устройства железобетонного пояса следует предусматривать дополнительное утепление стен для ликвидации «мостиков холода».

#### **14.6. Замена и усиление перемычек каменных зданий**

*Полную перекладку клинчатых и арочных перемычек* начинают одновременно с двух концов пролета перемычки до замкового камня. При этом рекомендуется выполнять плотное осаживание кирпича. Замковый камень плотно пригоняют по месту. Включение перемычки в работу осуществляется путем обработки кирпича «на клин» или устройством клинообразного шва с размерами его внизу перемычки не менее 5 мм и вверху не более 25 мм.

Работы по *замене брусковых перемычек* начинают с установки временных креплений. Борозды (штрабы) пробивают с двух сторон перемычки поочередно. Высота и ширина борозд должна соответствовать высоте и ширине заменяемой перемычки и иметь зазор порядка 40...60 мм для плотной заклинки вновь подведенных элементов с существующей кладкой. Пробивка начинается с наиболее ослабленных мест старой перемычки.

До монтажа стальных заменяющих балок из профильной стали (уголков, швеллеров) последние обворачивают сетками. При монтаже балок обеспечивается тщательное заполнение раствором марки не ниже М100 зазоров между кирпичной кладкой и устанавливаемой конструкцией. После заполнения раствором стальные балки стягивают болтами. Шаг стяжных болтов принимают не более 500 мм при пролетах не более 2400 мм и не более 800 мм при пролетах более 2400 мм. Расстояние от торцов профиля до стяжного болта принимается не менее 100 мм.

Аналогичный метод применяется и при устройстве *новых проемов* в существующих стенах (рис. 14.14).

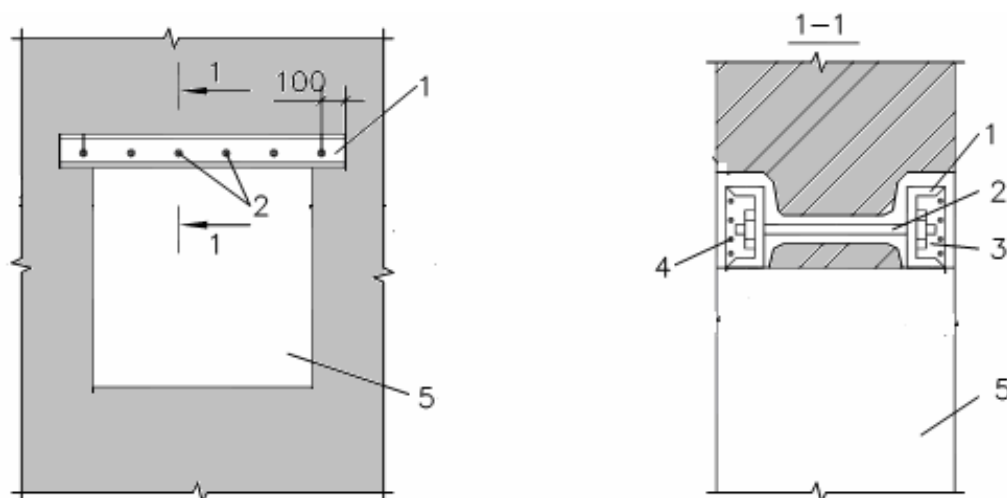


Рис. 14.14. Устройство нового проема в существующих стенах: 1 – швеллер, 2 – стяжные болты, 3 – раствор, 4 – стальная сетка, 5 – устраиваемый проем

Номер профиля швеллера стальных перемычек для конкретной ширины проема при различных толщинах стен указан в табл. 14.2. После монтажа элементов перемычки и твердения раствора осуществляется пробивка проемов под перемычками. Величина опорных зон для стальных перемычек из швеллеров при существующих или проектируемых проемах устанавливается согласно табл. 14.3.

Таблица 14.2

Подбор несущих перемычек в существующих стенах

Толщина стены	Ширина проема, мм								
	600	900	1200	1500	1800	2400	3000	3600	4200
250	2[10	2[10	2[10	2[10	2[10	2[12	2[14	2[16	2[18
300	2[10	2[10	2[10	2[10	2[12	2[12	2[14	2[18	2[20
510	2[10	2[10	2[10	2[10	2[12	2[14	2[16	2[20	2[22

Примечание. Приведенные в таблице профили рассчитаны на нагрузку, эквивалентную слою кладки на высоту равную 1/3 пролета перемычки. Опираие перекрытий, прогонов над перемычкой допускается только на высоте пролета перемычки.

При наличии в перемычках дефектов и повреждений для повышения их прочности применяются *стальные накладки*, представляющие собой упругую опору для элементов (рис. 14.15, 14.16). Накладки выполняют из профильной стали уголкового или швеллерного профиля. Связь профилей между собой осуществляют планками из полосовой стали.

Длина опирания несущих перемычек в существующих стенах

Толщина стены	Ширина проема, мм								
	600	900	1200	1500	1800	2400	3000	3600	4200
250	+	+	+	+					
300					+	+			
510							+	+	+

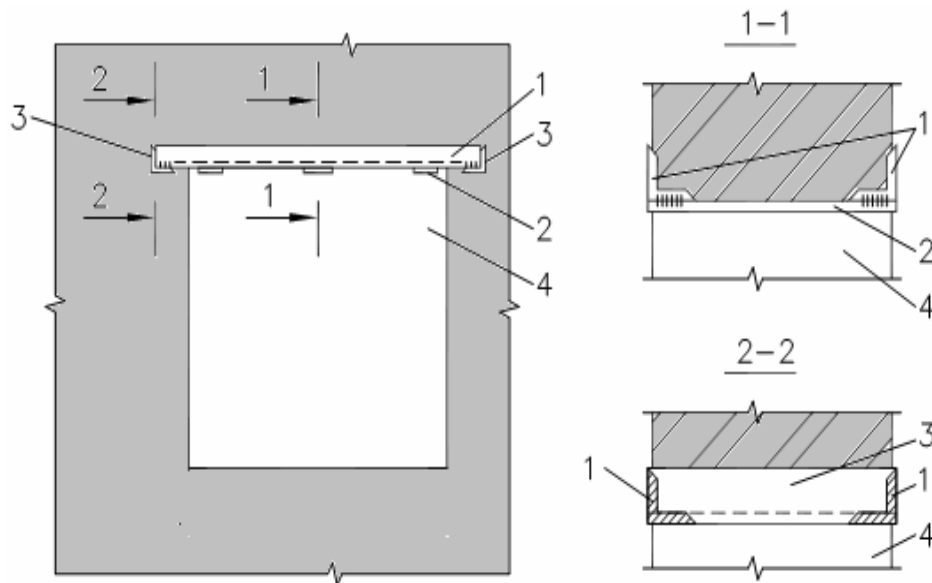


Рис. 14.15. Усиление плоских перемычек накладками:

1 – продольные уголки, 2 – поперечные планки, 3 – торцевые уголки, 4 – проем

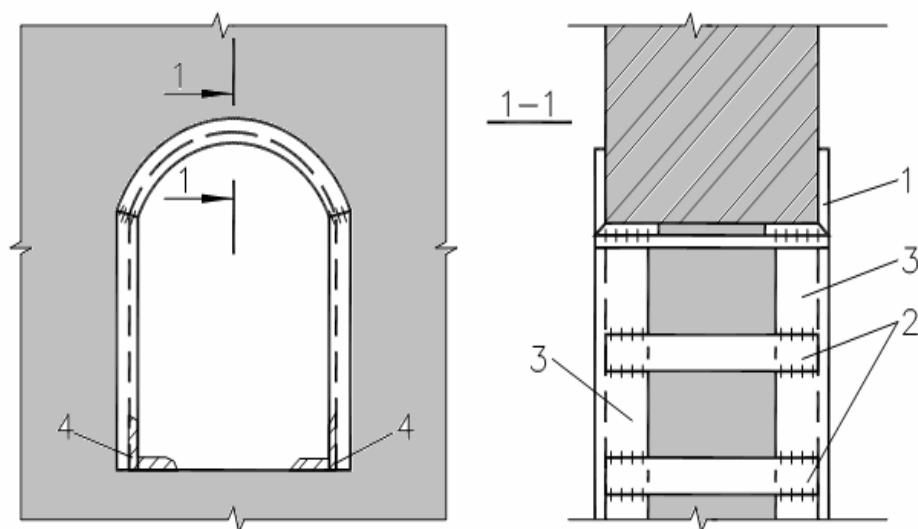


Рис. 14.16. Усиление арочной перемычки: 1 – накладки усиления

арочной перемычки, 2 – планка, 3 – вертикальный уголок, 4 – опорный уголок

Усиление уголками осуществляется с двух сторон поврежденной перемычки на цементном растворе марки не ниже М100. Для этого расчищают горизонтальный шов на глубину до 70 мм в опорных частях перемычек. Зазоры между уголками и перемычкой не допускаются. У торцов перемычки пробивают отверстия для установки отрезков уголков или полосы на всю толщину стены с одного, затем с другого торца. Уголки (полосы) приваривают к торцам продольных уголков. По длине уголки соединяют планками с шагом не более толщины стены и не более 500 мм. Соединительные планки можно заменять сетками, приваренными к нижней грани уголков. Размеры уголков определяются расчетом.

При недостаточной высоте полки уголков и большой ширине проема рекомендуется устанавливать подвески в виде наклонных планок из полосовой стали, толщиной 4 мм и более или круглой стали диаметром 10...16 мм с концевыми анкерами в верхней части стены над простенками. Внизу подвески привариваются к продольным уголкам каркаса (рис. 14.17).

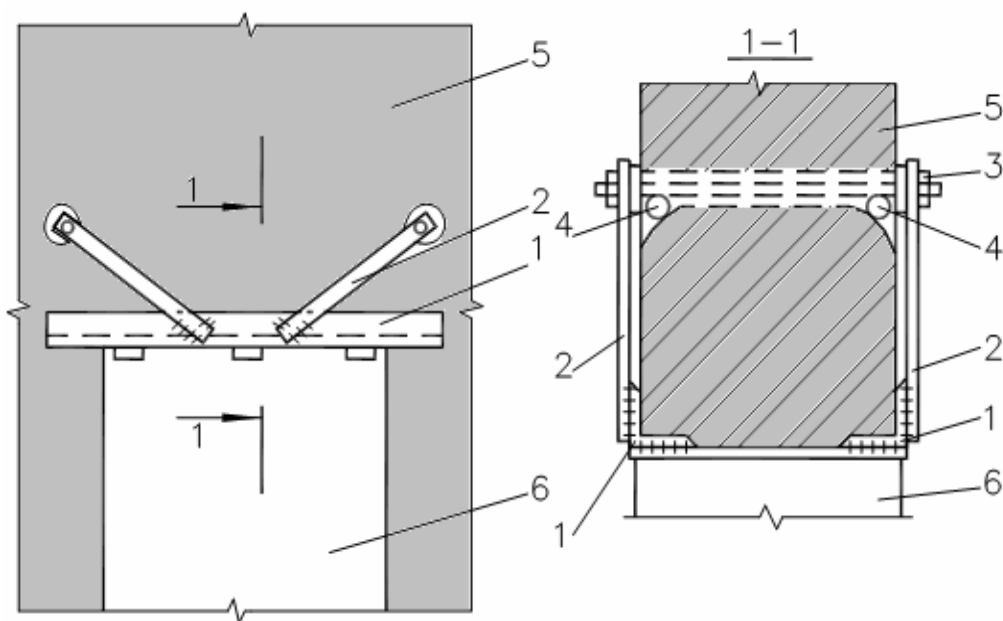


Рис. 14.17. Усиление плоских перемычек с использованием подвесок:

- 1 – накладки усиления, 2 – подвески из полосовой стали, 3 – отверстия под подвески,  
4 – опорная подкладка, 5 – болт, 6 – существующий проем

Усиление перемычек может осуществляться *путем уменьшения ширины проема* за счет устройства дополнительных рядов кладок со стороны проема с обязательной перевязкой старой и новой кладки.

## Вопросы для самоконтроля

1. Назовите наиболее распространенные методы восстановления каменных конструкций.
2. В каких случаях для восстановления каменных конструкций применяется оштукатуривание?
3. Какими способами обеспечивается надежное сцепление штукатурного слоя с кирпичной кладкой эксплуатируемых зданий?
4. В каких случаях для восстановления каменных конструкций применяется и как выполняется инъецирование?
5. Как определяется расчетное сопротивление каменной кладки, усиленной инъецированием раствора в трещины?
6. В каких случаях для восстановления каменных конструкций применяется частичная (полная) перекладка?
7. В каких случаях и как устраиваются стальные накладки для кирпичных стен эксплуатируемых зданий?
8. В каких случаях и как для усиления каменных конструкций устраивается наращивание и обоймы?
9. Каким образом обеспечивается совместная работа дополнительных элементов при усилении каменных конструкций с усиливаемыми конструкциями?
10. Расскажите об устройстве и методике расчета прочности усиленных железобетонной (растворной, стальной) обоймой каменных конструкций?
11. В каких случаях и как для усиления каменных конструкций применяются предварительно напряженные распорки?
12. Каким образом производится усиление мест сопряжения кирпичных стен?
13. В каких случаях и как для усиления каменных зданий устраиваются стальные предварительно напряженные пояса?
14. В каких случаях и как для усиления каменных зданий устраиваются железобетонные пояса?
15. Изложите технологию замены перемычек и устройства новых проемов в кирпичных стенах.
16. Приведите примеры методов усиления перемычек проемов в кирпичных стенах.

## Тема 15. УСИЛЕНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

### 15.1. Общие положения

Усиление металлических конструкций может производиться после их разгрузки или под нагрузкой:

- *увеличением поперечного сечения отдельных элементов и узлов их соединений,*
- *изменением расчетной схемы конструкций.*

Особенностью усиления металлических конструкций является *доступность сечения* по всей длине элементов и *свариваемость* металла, по-

звolyающие уменьшить трудоемкость обеспечения совместной работы основного и дополнительного элементов.

Однако нагрев элементов при сварке может снижать его прочность. При температуре более 550°C металл переходит в пластическое состояние и выключается из работы по восприятию усилий. Степень снижения прочности металла в месте сварки зависит от способа и режима сварки, толщины и ширины элемента, а также от направления сварных швов. Так, для продольных швов снижение прочности составляет до 15 %, а для поперечных – достигает 40 %. Исходя из этого, запрещается применение поперечных сварных швов при усилении металлических конструкций под нагрузкой.

С целью безопасности производства работ и повышения эффективности усиления металлических элементов и узлов их сопряжений следует стремиться к максимальному разгрузению конструкции перед усилением, чтобы максимальные напряжения не превышали  $0,8R_y$  (где  $R_y$  – расчетное сопротивление стали по пределу текучести).

## **15.2. Усиление металлических конструкций увеличением их поперечного сечения**

Усиление *увеличением поперечного сечения* металлических конструкций, работающих на *растяжение, сжатие и изгиб*, производится присоединением дополнительных элементов. Совместная работа дополнительных элементов усиления с усиливаемой конструкцией обеспечивается путем *сварки*, а также с помощью *болтового или заклепочного соединения*.

При выполнении усиления центрально-растянутых и сжатых металлических конструкций следует стремиться к сохранению *центровки* усиливаемых элементов и узлов соединений (то есть дополнительные элементы необходимо располагать так, чтобы положение центра тяжести элемента после усиления не изменялось), в противном случае, требуется проверка прочности усиленного элемента и узла сопряжения с учетом появившегося эксцентриситета.

При конструировании усиления сварные швы, болтовые и заклепочные соединения необходимо располагать в удобных для исполнения и контроля качества местах. Кроме того, при сварных соединениях следует учитывать появление дополнительных и остаточных сварочных деформаций. Например, усиление ферм следует начинать с элементов и узлов нижнего пояса, а затем производить усиление верхнего пояса.

Обеспечение совместной работы дополнительных деталей при усилении *растянутых* элементов производится их обязательной заводкой в

узлы на расстояние, необходимое для размещения прикрепляющих швов, достаточных для полного включения в работу у границы узловой фасонки.

В качестве дополнительных элементов при усилении центрально-растянутых элементов используются, как правило, полосы и круглые стержни (рис. 15.1). При этом в случае приварки усиливающих полос к полкам и перу спаренных уголков требуется срезка выступающих концов соединительных планок.

В случае обеспечения совместной работы дополнительных элементов с усиливаемым растянутым элементом посредством сварки сварные швы рекомендуется принимать с высотой катета шва 3...6 мм (в зависимости от толщины соединяемых деталей), а швы, расположенные вблизи края элемента, следует выполнять сплошными, т.к. прерывистые швы создают многочисленные «надрезы» – концентраторы напряжений, способствующие хрупкому разрушению при растяжении.

Усиление *сжатых* элементов стальных конструкций производится:

- увеличением поперечного сечения элемента при незначительном изменении его гибкости,
- увеличением поперечного сечения элемента со значительным уменьшением его гибкости,
- уменьшением расчетной длины элемента без изменения поперечного сечения.

В практике усиления металлических конструкций первый метод применяется для сжатых элементов небольшой длины (коротких), когда прочность элемента определяется площадью его поперечного сечения. Два других метода усиления характерны для длинных сжатых элементов, теряющих устойчивость при разрушении.

В первом случае для усиления центрально-сжатых элементов, аналогично растянутым, в качестве дополнительных элементов могут быть использованы полосы и круглые стержни, эффективно увеличивающие площадь поперечного сечения, но незначительно изменяющие его жесткость при изгибе (см. рис. 15.1). Как и в случае растянутых элементов, дополнительные детали усиления должны заводиться в узлы сопряжения.

При усилении сжатых элементов *увеличением поперечного сечения с уменьшением его гибкости* в качестве дополнительных элементов используются прокатные профили в виде труб, уголков, швеллеров и т.д., развивающих сечение и эффективно повышающих его жесткость при изгибе (рис. 15.2). При этом если нет опасности потери устойчивости для сечения не усиленного элемента вблизи узла, детали усиления могут быть не завезены в узел и не прикреплены к нему. Допускается применение прерывистых швов, уменьшающих сварочные деформации, сокращающие сроки сварочных работ и массу наплавленного металла.

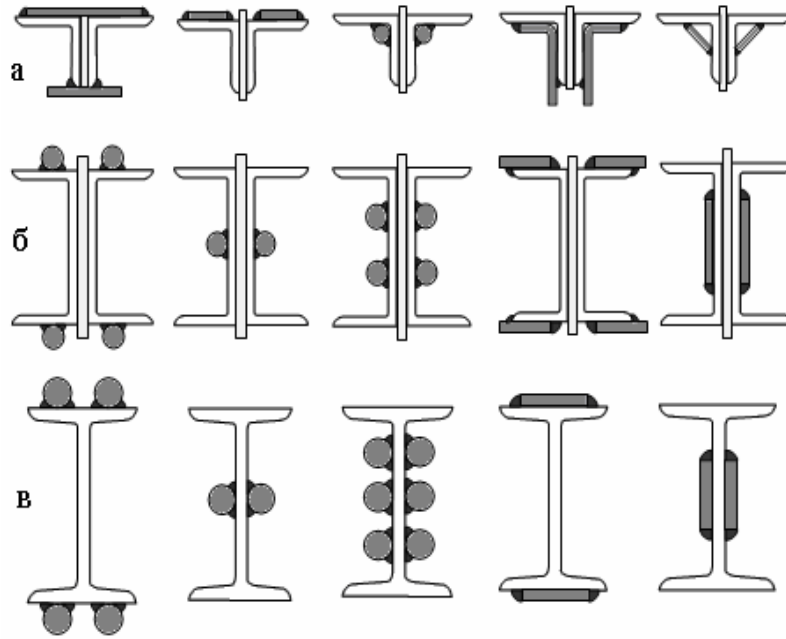


Рис. 15.1. Усиление увеличением поперечного сечения без изменения гибкости металлических элементов: *а* – из спаренных уголков; *б* – из спаренных швеллеров; *в* – из двутавров

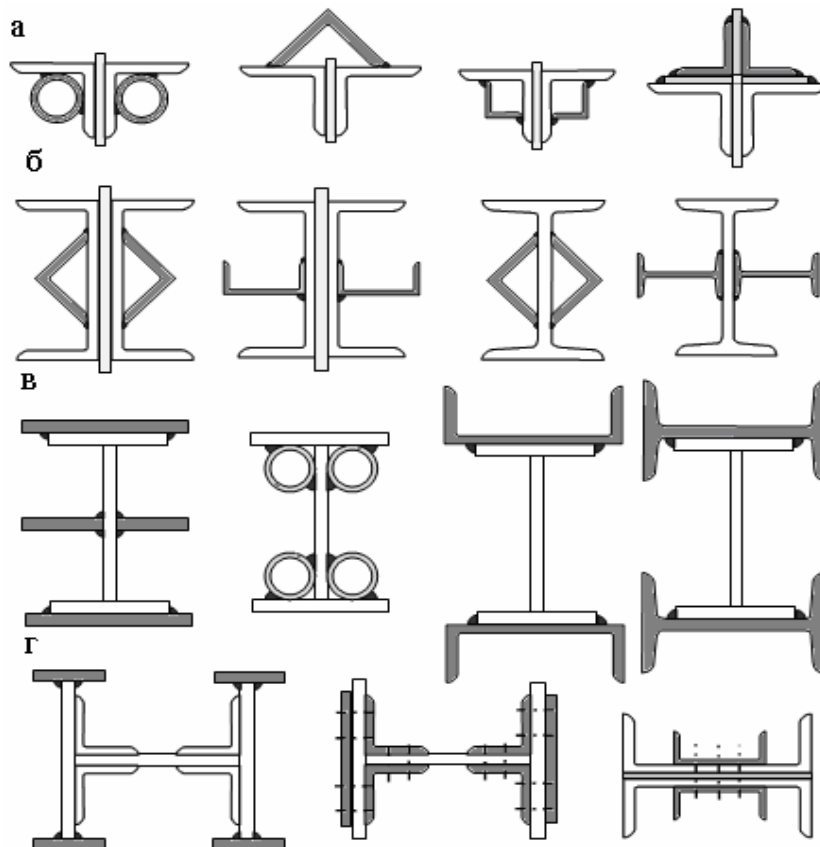


Рис. 15.2. Усиление увеличением поперечного сечения с уменьшением гибкости металлических элементов: *а* – из спаренных уголков; *б* – из спаренных швеллеров и двутавров; *в* – сварных сплошного сечения; *г* – клепаных



Уменьшение расчетной длины отдельных элементов эффективно в случае, когда не обеспечена их устойчивость. Усиление сжатых элементов уменьшением его расчетной длины в плоскости стропильной фермы производится установкой дополнительных раскосов или подвесок (рис. 15.3, а), из плоскости фермы или для отдельно стоящих стоек – предварительно напряженных шпренгелей (рис. 15.3, б, в).

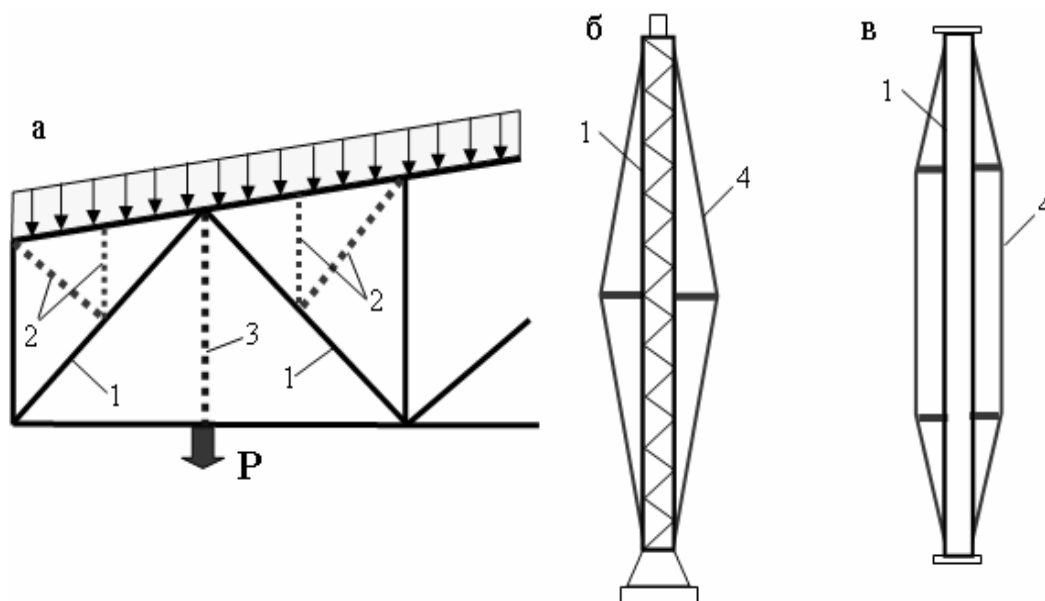


Рис. 15.3. Усиление стальных конструкций за счет уменьшения их расчетной длины: а – установкой дополнительных раскосов; б, в – установкой предварительно напряженных шпренгелей: 1 – усиливаемый элемент, 2 – дополнительные раскосы, 3 – дополнительная подвеска, 4 – предварительно напряженные шпренгели

Усиление *изгибаемых* металлических конструкций имеет следующие особенности:

- увеличение поперечного сечения изгибаемого элемента можно ограничивать лишь зоной действия максимальных изгибающих моментов, где усиление требуется по расчету;

- при конструировании усиления следует стремиться к наиболее эффективному размещению дополнительных деталей (на возможно большем расстоянии от нейтральной оси неусиленного сечения);

- учитывая влияние сварочных деформаций при усилении, увеличивающих прогиб, усиление изгибаемых элементов необходимо начинать с нижнего пояса, затем при необходимости следует усилить стенку, в последнюю очередь – верхний пояс.

Некоторые варианты конструктивных схем усиления стальных балок приведены на рис. 15.4 и 15.5.

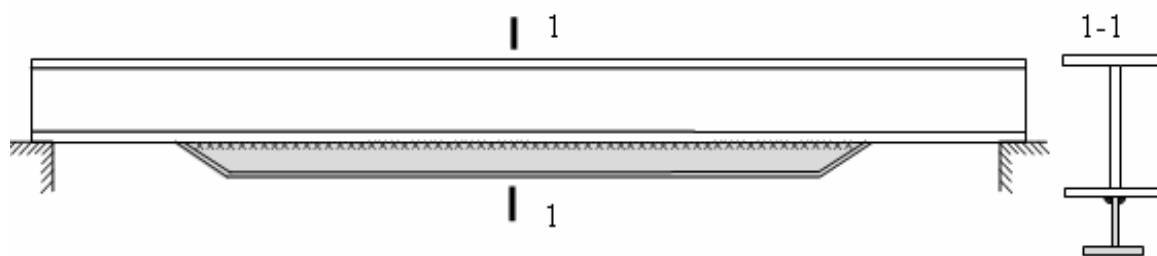


Рис. 15.4. Усиление изгибаемой балочной конструкции в пролете

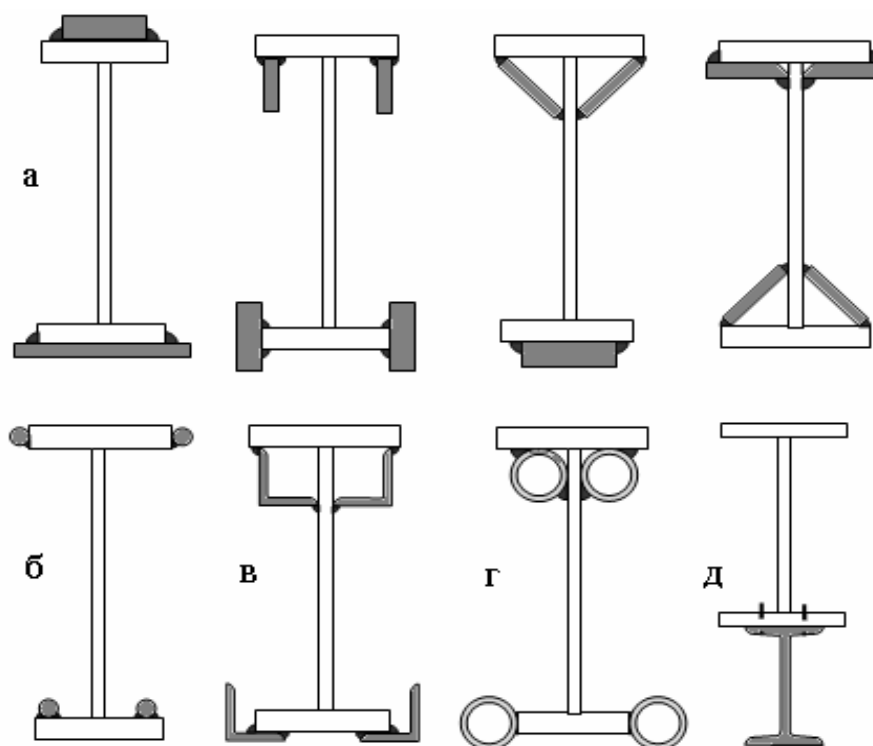


Рис. 15.5. Усиление стальных балок увеличением поперечного сечения с применением:  
*a* – пластин; *б* – стержней; *в* – уголков; *г* – труб; *д* – двутавров

Усиленная стальная балка кроме условия прочности должна удовлетворять условиям общей и местной устойчивости. Повышение местной устойчивости балок достигается установкой дополнительных поперечных (рис. 15.6, *a*), продольных (рис. 15.6, *б*) и диагональных ребер жесткости (рис. 15.6, *в*). С целью уменьшения концентрации местных напряжений у концов коротких поперечных ребер жесткости в сжатой зоне они должны быть окаймлены продольными ребрами жесткости (рис. 15.6, *г*).

Повышение местной устойчивости элементов стальных конструкций может быть достигнуто также их бетонированием (рис. 15.7, *а*) или прикреплением к ним деревянных деталей (рис. 15.7, *б, в*).

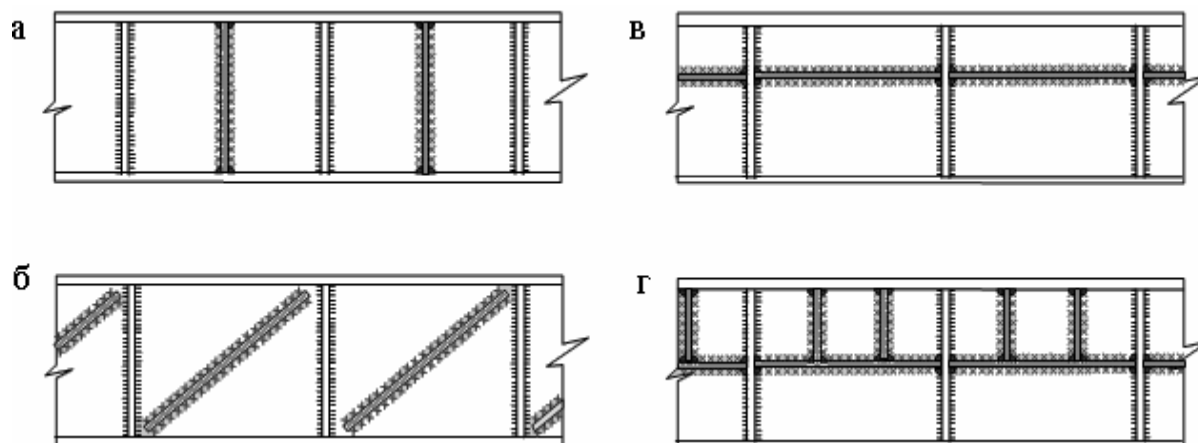


Рис. 15.6. Усиление стенок стальных балок дополнительными ребрами жесткости: *а* – поперечными; *б* – продольными; *в* – диагональными; *г* – короткими поперечными с окаймлением их продольными ребрами жесткости

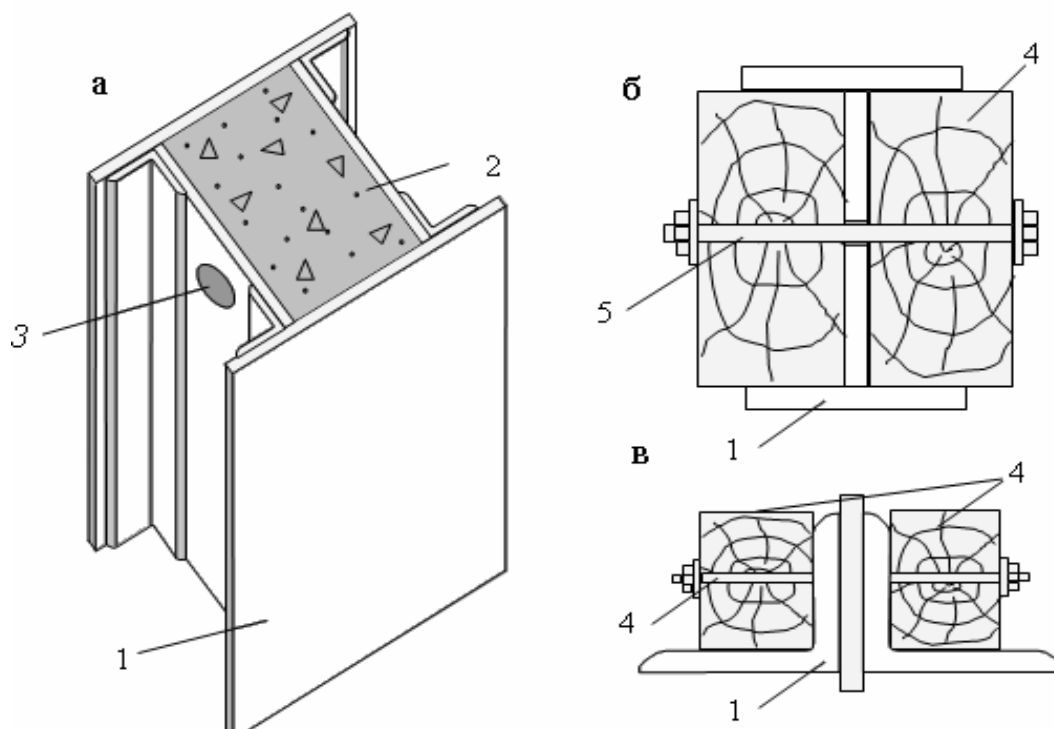


Рис. 15.7. Усиление стенок стальных конструкций: *а* – заполнением полости колонны бетоном; *б, в* – прикреплении деревянных брусьев; 1 – усиливаемая стальная конструкция, 2 – бетон, 3 – отверстие в стенке для заполнения бетоном, 4 – деревянные брусья, 5 – стяжной болт

### 15.3. Расчет металлических конструкций, усиленных увеличением их поперечного сечения

Расчет усиления стальных конструкций увеличением их поперечного сечения производится исходя из стадии напряженно-деформированного состояния и принятой гипотезы:

– *по упругой стадии* – сечение дополнительного элемента усиления воспринимает только усилие от нагрузок, приложенных к конструкции после усиления;

– *по пластической стадии* – при достижении напряжений в сечении усиливаемого элемента предела текучести происходит перераспределение и выравнивание напряжений с сечением дополнительного элемента.

Схема напряженного состояния металлической балки, усиленной под нагрузкой, приведена на рис. 15.8.

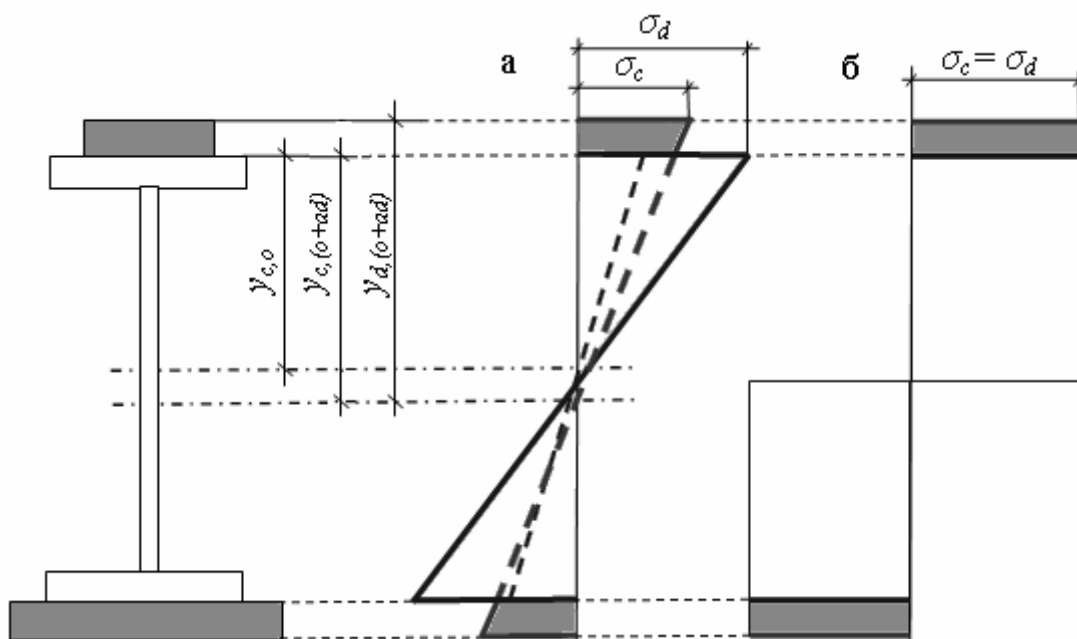


Рис. 15.8. Схема напряженного состояния балки, усиленной под нагрузкой:  
а – в упругой стадии; б – в пластической стадии

Расчет усиления металлических конструкций *по пластической стадии* дает более экономичные решения, но не для всех случаев разрушения экспериментально подтвержден. Поэтому данный вариант расчета применяется при действии статических нагрузок на усиливаемые элементы при отсутствии опасности потери устойчивости. В остальных случаях расчет производится *по упругой стадии*.

Расчет усиленных центрально-растянутых и коротких сжатых элементов производится из условий прочности:

– по упругой стадии

$$\frac{N}{A_o} + \frac{N_{ad}}{A_o + A_{ad}} \leq R_y \gamma_c; \quad (15.1)$$

– по пластической стадии

$$\frac{N + N_{ad}}{A_o + A_{ad}} \leq R_y \gamma_c, \quad (15.2)$$

где  $N, N_{ad}$  – соответственно продольное усилие, действующее в элементе при его усилении и продольное усилие от дополнительной нагрузки, приложенной после усиления;  $A_o, A_{ad}$  – соответственно площадь поперечного сечения основного и дополнительного элементов;  $R_y$  – расчетное сопротивление стали основного или дополнительного элемента (меньшее значение);  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы элемента конструкции по [11, приложение 4\*].

Расчет усиления сжатых элементов по условию устойчивости производится с учетом того, что потеря устойчивости элемента, усиленного под нагрузкой, может произойти только для всего усиленного сечения. Поэтому в расчете используется коэффициент продольного изгиба  $\varphi_{(o+ad)}$ , определенный по гибкости элемента после усиления.

Расчет усиленных центрально-сжатых элементов выполняется из условия обеспечения устойчивости

$$\frac{N}{\varphi_{(o+ad)} A_o} + \frac{N_{ad}}{\varphi_{(o+ad)} (A_o + A_{ad})} \leq R_y \gamma_c. \quad (15.3)$$

Возможные искривления от сварки при проверке устойчивости допускается учитывать с помощью коэффициента условий работы  $\gamma_c = 0,8$ .

Расчет прочности по крайнему сжатому или растянутому волокнам усиленных изгибаемых элементов производится из условий:

– по упругой стадии для крайнего волокна основного сечения на расстоянии  $y_{c,o}$  от центра тяжести основного сечения и расстоянии  $y_{c,(o+ad)}$  от центра тяжести усиленного сечения

$$\frac{M y_{c,o}}{I_o} + \frac{M_{ad} y_{c,(o+ad)}}{I_{(o+ad)}} \leq R_y \gamma_c; \quad (15.4)$$

– по упругой стадии для крайнего волокна дополнительного сечения

$$\frac{M_{ad} y_{d,(o+ad)}}{I_{(o+ad)}} \leq R_{y,ad} \gamma_c; \quad (15.5)$$

– по пластической стадии

$$\frac{M + M_{ad}}{W_{(o+ad)}} \leq R_y \gamma_c, \quad (15.6)$$

где  $M, M_{ad}$  – соответственно изгибающий момент, действующий в элементе при его усилении и изгибающий момент от дополнительной нагрузки, приложенной после усиления;  $I_o, I_{(o+ad)}$  – момент инерции поперечного сечения элемента соответственно до усиления и после усиления;  $R_y, R_{y,ad}$  – расчетное сопротивление стали соответственно основного и дополнительного элемента при растяжении или сжатии;  $y_{d(o+ad)}$  – расстояние от центра тяжести усиленного сечения до крайнего волокна дополнительного элемента;  $W_{(o+ad)}$  – пластический момент сопротивления поперечного сечения усиленного элемента, принимаемый не более 1,2 упругого момента сопротивления сечения усиленного элемента.

Для усиленных изгибаемых элементов должно выполняться условие прочности на сдвиг по контакту основного и дополнительного сечения

$$\frac{QS}{I_{(o+ad)} \delta} \leq R_s, \quad (15.7)$$

где  $S$  – статический момент части сечения дополнительной детали усиления относительно нейтральной оси;  $\delta$  – толщина основного или дополнительного элемента в месте соединения;  $R_s$  – расчетное сопротивление стали срезу основного или дополнительного элемента.

Проверка местной устойчивости стенки балочных конструкций после усиления производится для всех отсеков между поперечными ребрами жесткости без учета начальных напряжений в ней от нагрузки при усилении по методике действующих норм.

Швы, прикрепляющие дополнительные детали усиления к основному сечению усиливаемых элементов, рассчитываются на восприятие сдвигающих усилий, равных предельным усилиям на растяжение или сжатие для дополнительных деталей усиления.

Усиление отдельных элементов металлических конструкций, имеющих погнутости, трещины, вмятины и разрывы сечений, производится, как правило, после их разгрузки выравниванием, присоединением дополнительных деталей (рис. 15.9, 15.10) или заменой поврежденной части (рис. 15.11).

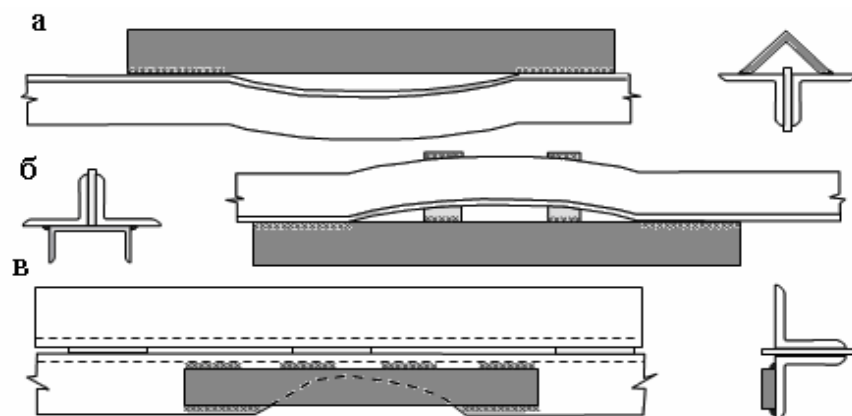


Рис. 15.9. Усиление элементов стальных конструкций, имеющих повреждения, накладками: *а* – из уголка; *б* – из швеллера с дополнительными соединительными планками; *в* – из пластины

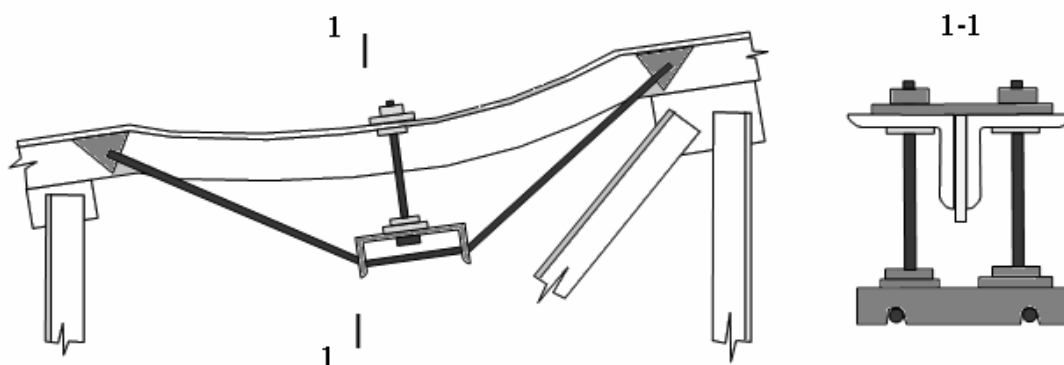


Рис. 15.10. Усиление искривленных стальных элементов шпренгелем

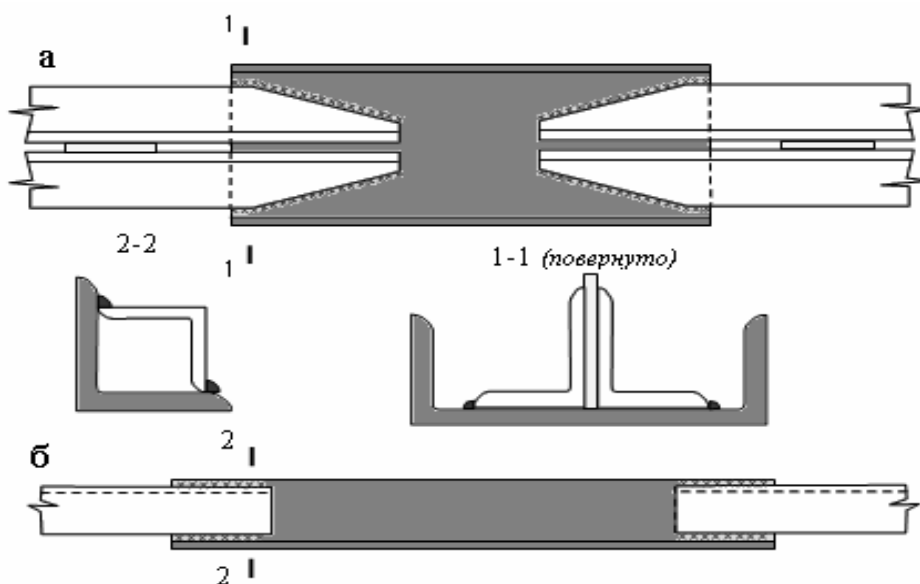


Рис. 15.11. Восстановление элементов стальных конструкций вырезанием и заменой поврежденной части: *а* – элементов из спаренных уголков; *б* – элементов из одиночного уголка

## 15.4. Усиление соединений металлических конструкций

**Усиление сварных швов** производят путем увеличения их длины или толщины.

Стыковые швы не усиливают, так как их высота определяется толщиной стыкуемых элементов и устройство валика шва, выступающего от поверхности элементов, может только ухудшить условия его работы из-за концентрации местных напряжений.

Усиление угловых швов выполняется увеличением их длины (за счет устройства дополнительных лобовых швов или приварки дополнительных ребер, накладок и т.д.) и (или) катета. При этом с целью снижения влияния сварочных напряжений расстояние между элементами узлов сопряжений рекомендуется принимать не менее 40 мм (рис. 15.12, 15.13, а, б).

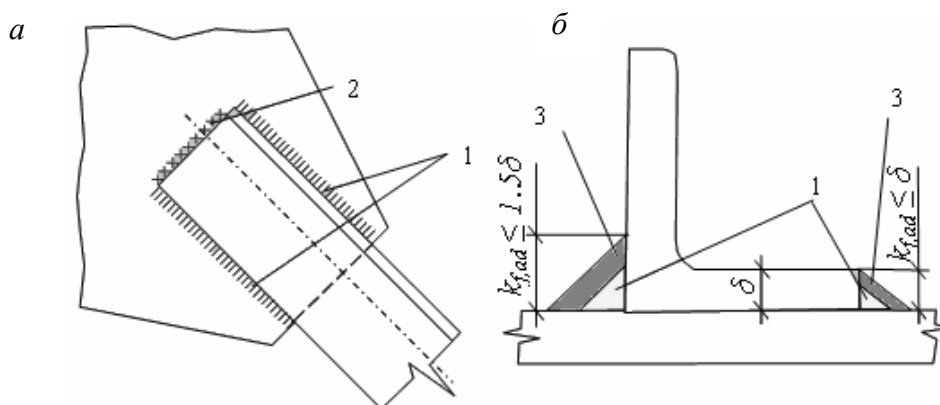


Рис. 15.12. Усиление сварных швов: а – увеличением длины за счет наложения лобового шва; б – увеличением высоты катетов угловых швов: 1 – существующие швы, 2 – дополнительный лобовой шов, 3 – дополнительная наплавка

Увеличение толщины шва необходимо производить послойно, наплавляя слой не более 2 мм, начиная с места дефекта усиливаемого шва (подрезы, кратеры, наплывы и т.д.) и используя при этом электроды толщиной не более 4 мм. Усиление последующего шва выполняется после остывания предыдущего до 100°C. Высота катета шва после наплавления не должна превышать: толщины полки со стороны пера, полутора толщин полки профиля со стороны обушка.

Усиление поперечных швов растянутых элементов под нагрузкой не допускается.

При увеличении длины сварных швов соединяемых элементов углового профиля дополнительные швы следует накладывать в направлении уже существующих, начиная от края фасонки со стороны обушка. Расчет усиленных сварных швов производится без учета начальных напряжений от нагрузки при усилении.



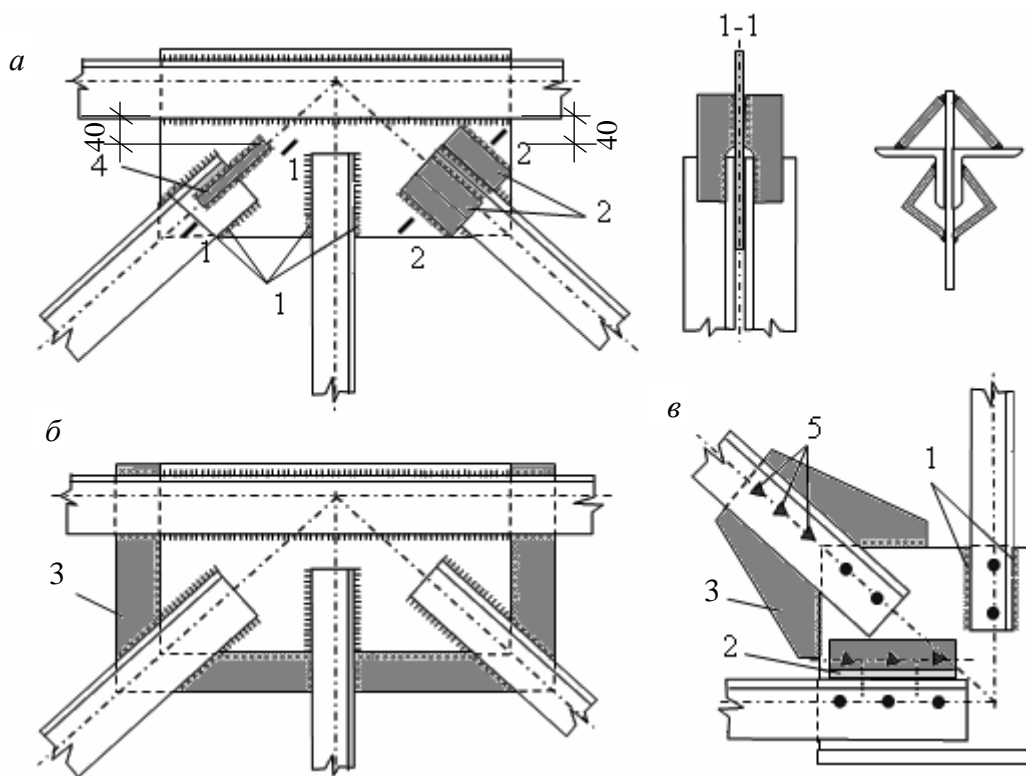


Рис. 15.13. Усиление узловых соединений: *а, б* – сварных; *в* – клепаных:  
 1 – дополнительные швы, 2 – накладки, 3 – дополнительные фасонки,  
 4 – дополнительные ребра, 5 – дополнительные высокопрочные болты

**Усиление заклепочных и болтовых соединений** при ослабевании стяжки пакета деталей производится увеличением количества заклепок и болтов (рис. 15.13, *в*) или их заменой высокопрочными болтами с предварительным напряжением путем закручивания гаек тарировочными ключами. Натяжение высокопрочных болтов выполняют от середины узла к краям. В ряде случаев усиление заклепочных и болтовых соединений производится заменой их сваркой.

*Расчет высокопрочных болтов и сварных швов усиленных заклепочных и болтовых соединений, сочетающих после усиления заклепки («черные» болты) и высокопрочные болты (сварные швы), из-за разной деформативности производится на полное усилие после усиления.*

### 15.5. Усиление металлических конструкций изменением их расчетной схемы

Усиление металлических конструкций изменением их расчетной схемы является эффективным методом, который позволяет перераспреде-

лить усилия между элементами. Все методы, рассмотренные для железобетонных конструкций (тема 12) (*изменение места передачи нагрузки*, повышение степени внешней статической неопределимости, повышение степени их внутренней статической неопределимости), применимы и для металлических конструкций.

На рисунках 15.14...15.16 приведены схемы усиления металлических конструкций *повышением степени статической неопределимости*: путем обеспечения неразрезности стальных шарнирно опертых балок (рис. 15.14), путем устройства дополнительных жестких и упругих опор в виде подкосов, подвесок и кронштейнов для балочных конструкций (рис. 15.15), устройством затяжек, шарнирно-стержневых цепей для стропильных ферм (рис. 15.16, а, б), включением в совместную работу со стропильной фермой конструкции светоаэрационного фонаря (рис. 15.16, в).

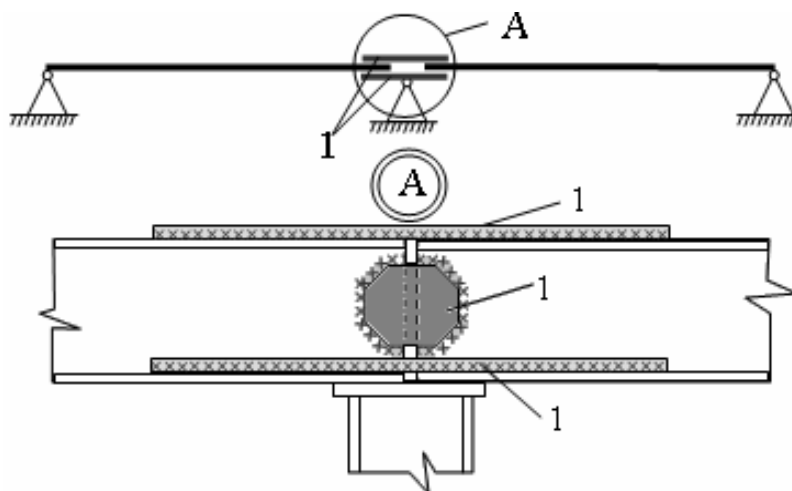


Рис. 15.14. Усиление стальных балок обеспечением их неразрезности:

1 – стальные накладки

При проектировании усиления конструкций изменением их расчетной схемы следует производить проверку прочности и устойчивости всех элементов и их сопряжений на действие изменившихся усилий. Применение данных методов усиления может повлечь за собой необходимость усиления не только отдельных элементов, но и узловых соединений.

Следует стремиться к максимальной разгрузке усиливаемых конструкций, т. к. перераспределяться по новой схеме будут только усилия от нагрузки, приложенной после усиления. Эффективно выполнять предварительное напряжение дополнительных элементов усиления.

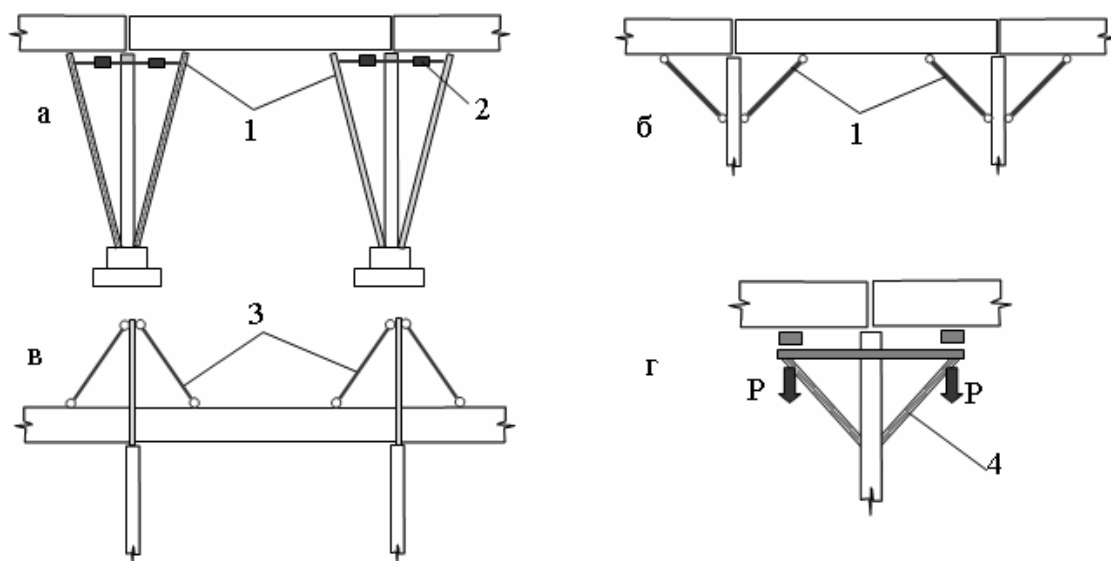


Рис. 15.15. Схемы усиления стальных балок дополнительными жесткими и упругими опорами: *а* – предварительно напряженными подкосами с опиранием на фундаменты; *б* – подкосами с опиранием на колонну; *в* – подвесками; *г* – предварительно напряженными кронштейнами: 1 – подкосы, 2 – затяжка с натяжным приспособлением, 3 – подвески, 4 – кронштейны

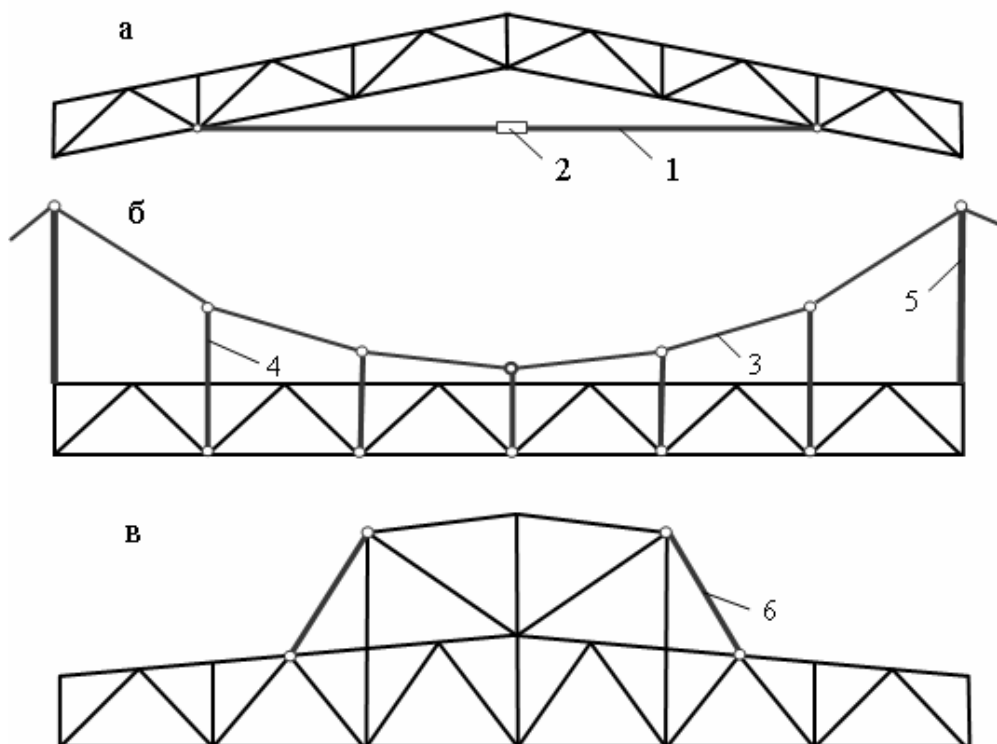


Рис. 15.16. Схемы усиления стропильных ферм: *а* – предварительно напряженными затяжками, *б* – шарнирно-стержневыми цепями, *в* – включением конструкции фонаря в совместную работу с фермой: 1 – затяжка, 2 – натяжное приспособление, 3 – стальной канат, 4 – подвеска, 5 – дополнительная стойка, 6 – дополнительный раскос

На рисунке 15.17 приведены примеры усиления стальных балочных конструкций повышением степени внутренней статической неопределимости устройствами предварительно напряженной горизонтальной и шпренгельной затяжки.

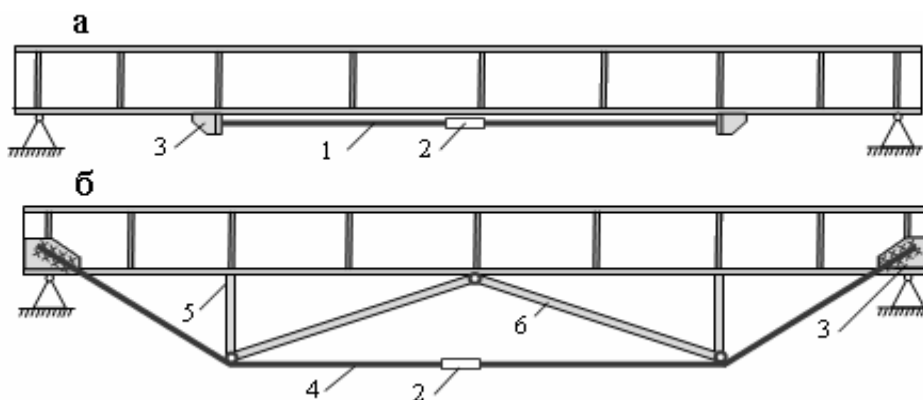


Рис. 15.17. Схемы усиления стальных балок повышением степени внутренней статической неопределимости: *а* – предварительно напряженной горизонтальной затяжкой; *б* – предварительно напряженной шпренгельной затяжкой: 1 – горизонтальная затяжка, 2 – натяжное приспособление, 3 – анкерное устройство, 4 – шпренгельная затяжка, 5 – дополнительная стойка, 6 – дополнительный подкос

При этом анкерные устройства по концам затяжки могут быть размещены в любом месте по длине пролета усиливаемой конструкции. Принципы расчета стальных балочных элементов, усиленных предварительно напряженными затяжками, не имеют отличий от расчета усиленных железобетонных элементов. Расчет узлов сопряжения затяжки с усиливаемым элементом производится на действие усилий в затяжке в предельном состоянии по действующим нормативным документам для стальных конструкций.

### Вопросы для самоконтроля

1. Назовите основные особенности усиления металлических конструкций.
2. Приведите примеры усиления растянутых стальных элементов увеличением их поперечного сечения.
3. Как, в общем случае, производится усиление сжатых элементов стальных конструкций?
4. Приведите примеры усиления сжатых стальных элементов увеличением их поперечного сечения с уменьшением их гибкости.
5. В чем состоит особенность усиления изгибаемых металлических конструкций?
6. Приведите примеры усиления изгибаемых стальных элементов увеличением их поперечного сечения.
7. Как производится усиление стенок стальных элементов с целью повышения их местной устойчивости?

8. Приведите примеры усиления металлических конструкций за счет уменьшения их расчетной длины.
9. Изложите методику расчета прочности усиленных увеличением поперечного сечения растянутых металлических элементов.
10. Изложите методику расчета прочности усиленных увеличением поперечного сечения сжатых стальных элементов (из условия обеспечения прочности и устойчивости).
11. Изложите методику расчета прочности усиленных увеличением поперечного сечения изгибаемых металлических элементов (по упругой и пластической стадии).
12. Как производится усиление стальных элементов, имеющих повреждения?
13. Назовите методы усиления сварных соединений стальных элементов.
14. Приведите примеры усиления металлических конструкций повышением степени внешней статической неопределимости.
15. Приведите примеры усиления металлических конструкций повышением степени внутренней статической неопределимости.

## Тема 16. УСИЛЕНИЕ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

При реконструкции зданий с деревянными конструкциями (в основном междуэтажные перекрытия зданий старой застройки и стропильные крыши) часто возникает необходимость **усиления отдельных элементов** или **конструкции в целом**.

Снижение прочности деревянных конструкций связано с неудовлетворительной их эксплуатацией, допускающей увлажнение древесины при отсутствии защиты от гниения и вредителей. На ранней стадии обнаружения дефектов бывает достаточно **изменить условия эксплуатации**: создать для деревянных конструкций соответствующий температурно-влажностный режим (исключение попадания атмосферных и технологических вод, систематическое проветривание и просушка, качественная термо- и пароизоляция) или тщательно обработать древесину антисептиками.

При необходимости восстановления или увеличения прочности (жесткости) деревянных элементов их усиление выполняют **заменой части разрушенного элемента**, а также **увеличением поперечного их сечения**.

### 16.1. Усиление элементов деревянных конструкций

*Частичная замена* древесины в сечении заключается в вырезании дефектного участка, антисептировании древесины в местах усиления и последующей плотной установке новой древесины (рис. 16.1). Совместная работа старой и новой древесины в сечении обеспечивается болтовым, гвоздевым, нагельным соединением или приклеиванием.

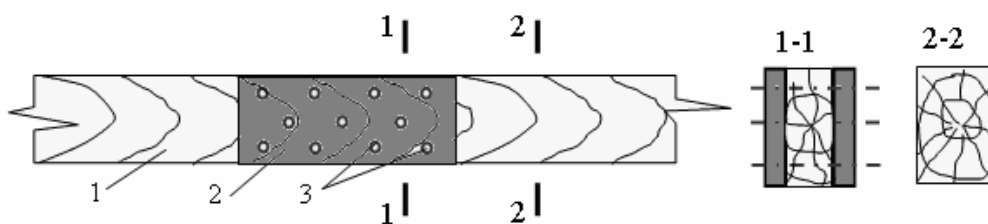


Рис. 16.1. Усиление деревянных элементов частичной заменой древесины в сечении:  
1 – усиливаемый элемент, 2 – накладки из новой древесины, 3 – болты (гвозди)

Для усиления растянутых и изгибаемых деревянных элементов применяется *стержневая арматура*, которая вклеивается в специально подготовленные продольные пазы. *Стальные профили* прикрепляются к усиливаемому элементу путем приклеивания или болтового (гвоздевого) соединения. Расчет усиленных элементов производится по их приведенному сечению в предположении совместной работы древесины и арматуры вплоть до разрушения.

Наиболее часто происходит снижение прочности деревянных балок междуэтажных перекрытий в местах их заделки в кирпичные стены. Из-за недостаточной термоизоляции стен и отсутствия проветривания концы балок увлажняются конденсатом, вызывая повышенную деформативность балок, их гниение и снижение прочности.

При большом количестве поврежденных балок с целью экономии металла применяются *стержневые накладки*, представляющие собой заранее изготовленные стальные фермы из уголков и круглых стержней (рис. 16.2).

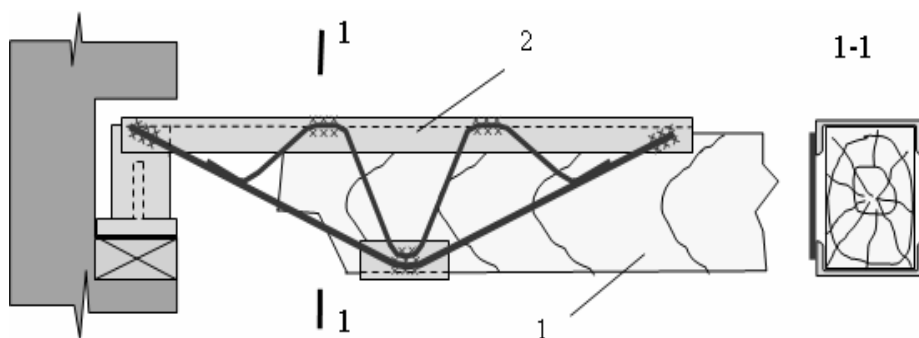


Рис. 16.2. Усиление опорных участков стержневыми накладками:  
1 – усиливаемая балка, 2 – стержневая накладка

*Замена разрушенного концевого участка* балок перекрытий производится установкой *накладок* из досок или брусьев, а также стальных профилей взамен обрезанного конца. Накладки могут устанавливаться сбоку или сверху сечения (рис. 16.3). На время установки накладок под балки подводят временные опоры. Элементы усиления должны быть изолирова-

ны от стен прокладками из гидроизоляционного материала. Размеры сечений накладок и соединительных болтов определяются расчетом, деревянные накладки должны быть несколько больше размеров сечения балки.

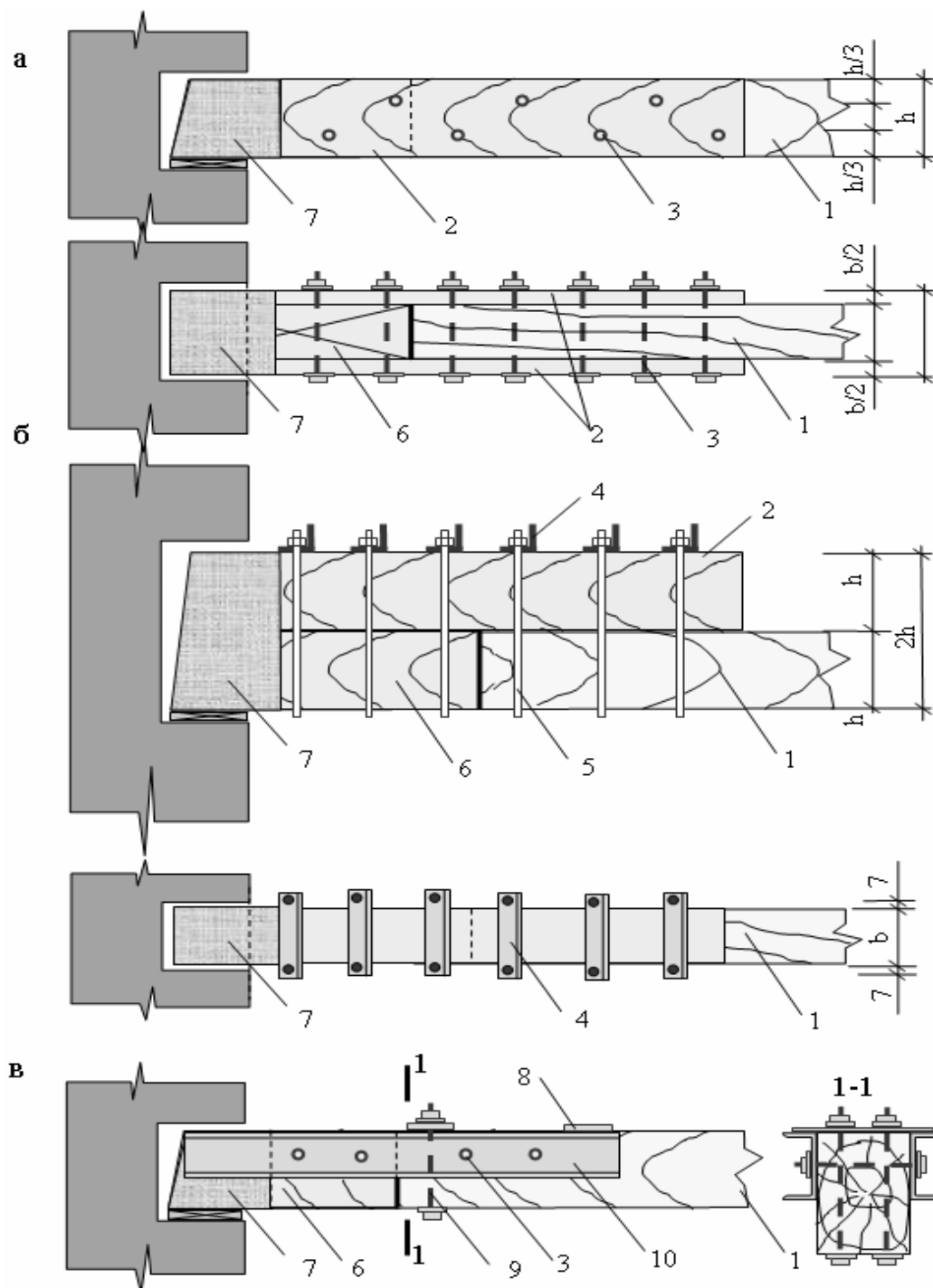


Рис. 16.3. Усиление опорных участков деревянных балок накладками: *а* – деревянными со стороны боковых граней, *б* – деревянной со стороны верхней грани, *в* – стальными со стороны боковых граней; 1 – усиливаемая балка, 2 – накладки из новой древесины, 3 – болты, 4 – уголок, 5 – хомут, 6 – деревянный вкладыш, 7 – гидроизоляция, 8 – соединительная планка, 9 – стяжной болт, 10 – накладка из швеллера

## 16.2. Усиление деревянных элементов стропильных крыш

В конструкциях стропильных крыш наиболее часто подвержены гниению элементы мауэрлата, соприкасающиеся с кирпичной кладкой, и участки стропильных ног, примыкающие к нему, а также стропила и обрешетка в местах протечек кровельного покрытия.

При перегрузке кровли одним из повреждений стропил могут быть продольные трещины, которые стягивают стальными хомутами на болтах (рис. 16.4).

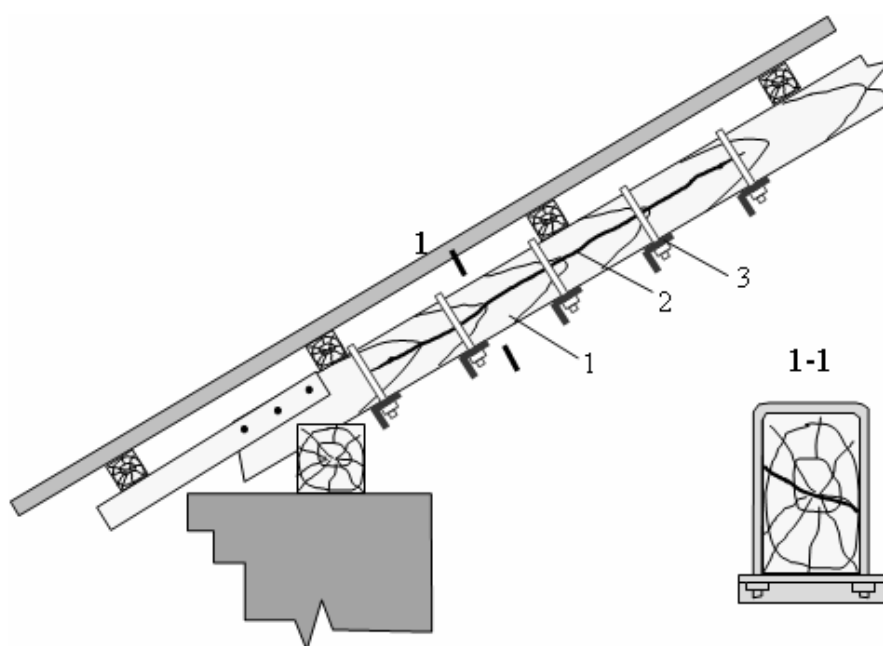


Рис. 16.4. Усиление деревянных элементов с продольными трещинами:  
1 – усиливаемый элемент, 2 – продольная трещина, 3 – стальной хомут

*Усиление стропил* может производиться увеличением поперечного сечения с помощью накладок на наиболее нагруженном участке или установкой шпренгелей (рис. 16.5). При недостаточной прочности стыка стропил с мауэрлатом устраивают дополнительные накладки или затяжки, воспринимающие горизонтальные усилия (рис. 16.6).

При значительных дефектах деревянных конструкций устраивают *полную замену* элементов междуэтажных перекрытий и стропильной крыши путем установки новых конструкций рядом с поврежденными.

Одним из методов реконструкции стропильной крыши при увеличении на нее нагрузки (например, замена более легкого покрытия на более тяжелое) является увеличение уклона стропил (рис. 16.7).



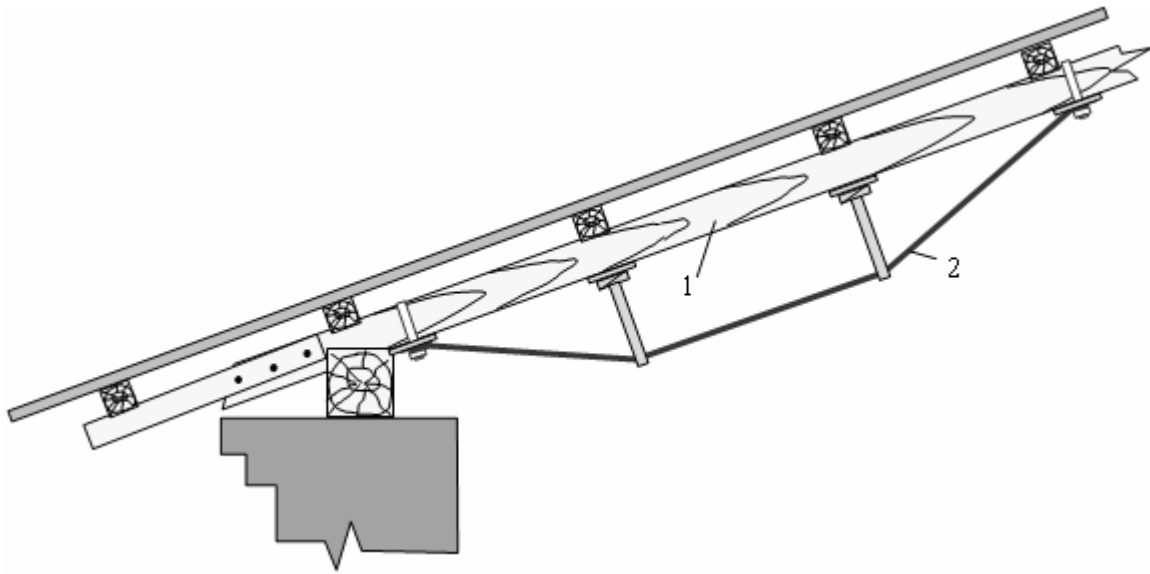


Рис. 16.5. Усиление деревянных элементов шпренгелем:  
1 – усиливаемый элемент, 2 – шпренгель

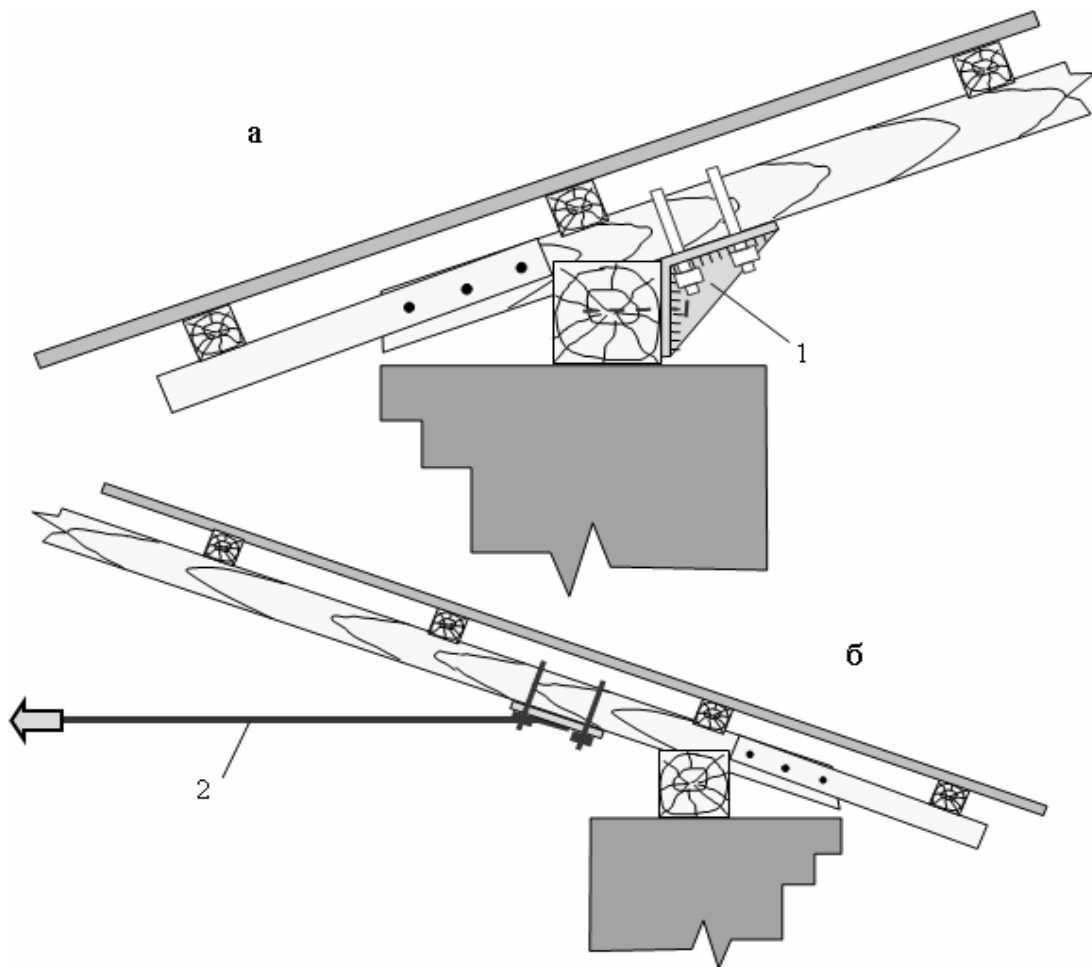


Рис. 16.6. Усиление стыка стропил с мауэрлатом: *а* – с помощью накладок;  
*б* – устройством затяжки, 1 – стальная накладка, 2 – затяжка

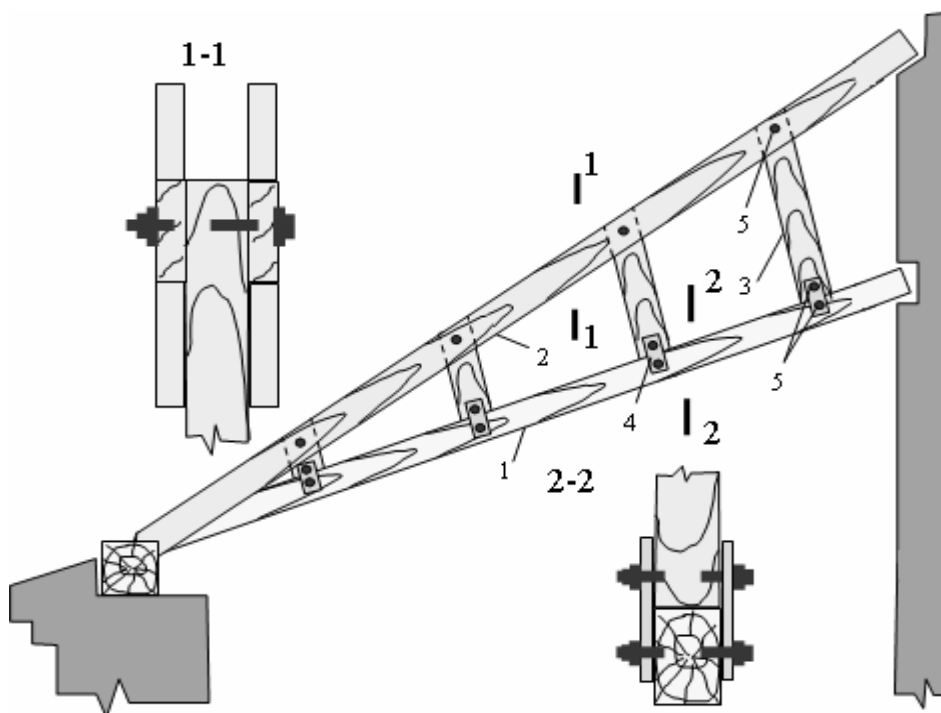


Рис. 16.7. Увеличение уклона стропил существующей крыши:  
 1 – существующая стропила, 2 – новая стропила, 3 – дополнительная стойка,  
 4 – соединительная планка, 5 – болты

### 16.3. Защита усиленных деревянных конструкций

Усиленные деревянные конструкции и элементы усиления *должны быть защищены* от гниения, воздействия вредителей и грибов, а также от возгорания. При отсутствии опасности увлажнения, наличии систематической просушки и влажности окружающей среды до 25 % применяется однократное антисептирование (водный раствор фтористого натрия, кремнефтористого натрия, хлористого цинка и др.), при более сложных условиях эксплуатации – двухкратное. Деревянные элементы, подлежащие сплошной окраске не антисептируются. Защита деревянных элементов от воздействия огня выполняется огнезащитными составами – антипиренами (бурой, борной кислотой, сульфатом аммония и др.). Дополнительные стальные элементы окрашиваются антикоррозионными составами.

#### Вопросы для самоконтроля

1. Как производится усиление деревянных элементов частичной заменой древесины?
2. Приведите примеры усиления опорных участков деревянных балок накладками.
3. Как производится усиление деревянных элементов с продольными трещинами?
4. Приведите примеры усиления стыка стропил с мауэрлатом.

5. Как производится усиление стропил существующей крыши увеличением их уклона?

6. Каким образом защищаются усиленные деревянные элементы от гниения, воздействия вредителей и возгорания?

## Тема 17. УСИЛЕНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

### 17.1. Общие положения

Несущая способность системы «основание-фундамент» в зависимости от инженерно-геологических условий, условий реконструкции, особенностей реконструируемого здания, а также технических возможностей строительной организации может быть увеличена за счет усиления основания или фундаментов.

Мероприятия по увеличению прочности и снижению деформативности оснований направлены на изменение физико-механических характеристик грунтов или условий их деформирования.

*Упрочнение грунтов* производится за счет образования новых структурных связей между частицами грунта в ходе химического закрепления, цементации, битумизации, термообжига, замораживания и т.п. Применение данных методов на практике возможно лишь с использованием соответствующего оборудования и материалов и, как правило, производится специализированными организациями.

*Изменение условий деформирования грунта* производится путем устройства по контуру фундамента обоймы, армирования основания корневыми сваями (не связанными непосредственно с телом фундамента), системой взаимно пересекающихся гидроразрывов, заполненных раствором (метод геомассива) и т.п.

При необходимости выполняют *ремонт фундамента* с целью восстановления или увеличения его прочности и долговечности. Ремонт производят путем инъектирования цементными или полимерными растворами, нанесения торкретбетона, устройства бетонной обоймы, оштукатуривания.

Усиление фундаментов связано с устройством дополнительных конструктивных элементов, жестко соединяемых с существующим фундаментом и способных либо разгрузить усиливаемый фундамент, либо воспринимать дополнительные нагрузки.

*Усиление фундаментов* производится путем увеличения ширины подошвы, глубины заложения или при помощи свай.

## 17.2. Усиление фундаментов уширением подошвы

Усиление фундаментов путем *уширения подошвы* предполагает увеличение опорной площади существующего фундамента за счет присоединения к его боковым граням дополнительных железобетонных или бетонных элементов. При уширении подошвы происходит перераспределение нагрузки на большей поверхности основания, что дает возможность повысить нагрузку на фундамент, снизить осадку, уменьшить вероятность потери несущей способности основания. Уширение подошвы также применяется для выравнивания эпюры контактных давлений, стабилизации крена фундамента.

Не рекомендуется производить увеличение площади подошвы фундамента на слабых, структурно-неустойчивых и водонасыщенных грунтах, а также при высоком уровне грунтовых вод.

Уширение подошвы фундамента осуществляют: при одно- и двухстороннем уширении – наращиванием, с трех и четырех сторон фундамента – при помощи железобетонных рубашек или обойм.

*Наращивание* для усиления ленточных фундаментов представляет собой железобетонные или бетонные, сборные (банкеты) или монолитные элементы, примыкающие к боковой грани фундамента. Наращивание устраивают вдоль всей длины фундамента либо под наиболее загруженными участками. Ширина подошвы наращивания принимается не менее 200 мм, отношение ширины наращивания к высоте не менее 1/5.

*Обойма* представляет собой конструктивный элемент усиления фундамента в виде монолитной железобетонной оболочки, охватывающей фундамент с четырех сторон. Применяется при усилении столбчатых фундаментов.

*Совместная работа* элементов уширения подошвы с усиливаемым фундаментом обеспечивается:

- устройством бетонных шпонок, выступов в углублениях существующего фундамента или несущих конструкций здания;
- устройством анкеров, заделанных в теле существующего фундамента;
- устройством сквозной арматуры;
- сваркой арматуры элементов уширения с оголенной арматурой усиливаемого фундамента;
- при помощи специальных опорных элементов: подкосов, разгружающих металлических или железобетонных балок.

Для обеспечения прочного сцепления между новым и старым бетоном поверхность существующего фундамента очищают от грунта, старой гидроизоляции, химических веществ, а также от рыхлого раствора, бетона, промывают и просушивают, выполняют насечку поверхности контакта.

Устройство наращивания с выступами, заходящими в горизонтально пробитые штрабы стены (рис. 17.1, *а*), рекомендуется применять при толщине стен не менее 510 мм и при удовлетворительном их состоянии. Выступы наращивания заходят в стену на глубину не менее 120 мм. Допускается вдоль стены выступы делать прерывистыми. Длина одного выступа должна быть не менее 500 мм, разрыва – не более 500 мм.

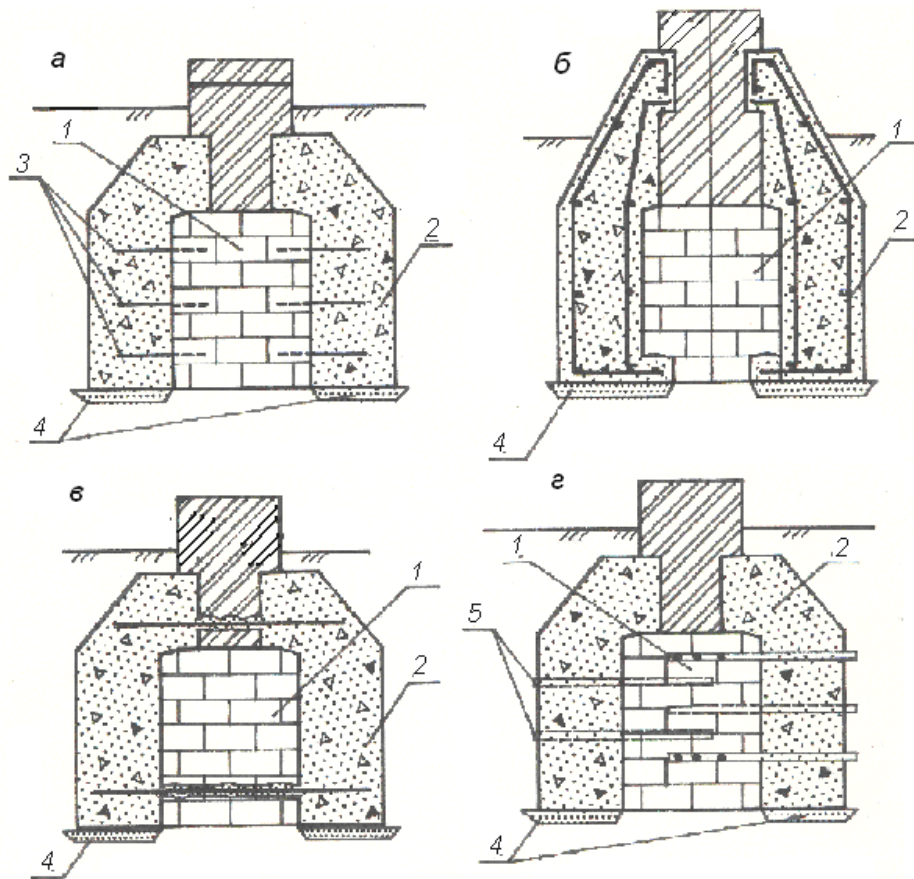


Рис. 17.1. Уширение подошвы ленточного фундамента наращиванием с выступами:  
*а* – с применением анкеров, *б* – заведением под подошву фундамента,  
*в* – с применением сквозных анкеров, *г* – с одновременным инъецированием фундамента:  
 1 – существующий фундамент, 2 – наращивание с выступами, 3 – анкера,  
 4 – подготовка, 5 – инъекционные трубки

Усиление ленточного фундамента может производиться железобетонным наращиванием с выступами в двух уровнях, (рис. 17.1, *б*). Выступы нижнего уровня подводят под частично разобранныю подошву фундамента. Такое конструктивное решение применяют при низкой прочности материала фундамента, наличии значительных дефектов и повреждений.

Для обеспечения совместной работы усиленного фундамента и элементов усиления применяют арматурные стержни, устанавливаемые в сквоз-

ные отверстия в теле фундамента и стен (сквозные анкеры) (рис. 17.1, в), анкеры или дюбели из стержневой арматуры диаметром 12...20 мм. Анкеры заделывают в фундаменте цементным раствором на глубину не менее 150 мм. Дюбели с закаленным острым концом забивают в швы между камнями кладки на глубину не менее 100 мм.

Одновременно вместе с усилением фундамента может производиться его инъектирование. В этом случае вместо анкеров в отверстия, пробитые на глубину не менее 1/2 ширины фундамента, устанавливают инъекционные трубки (рис. 17.1, г), которые выводят за пределы опалубки. Инъектирование производят после схватывания бетона наращивания.

При усилении фундамента уширением, основание дополнительных элементов должно быть подготовлено путем втрамбовывания щебня или гравия на глубину 50...60 мм. При наличии в основании слабофильтрующих водонасыщенных грунтов предусматривают песчано-гравийную подготовку толщиной не менее 100 мм.

Дополнительные элементы устраиваются из тяжелого бетона класса не ниже условного класса бетона усиливаемого фундамента и не ниже рекомендуемого [8] в зависимости от условий эксплуатации.

Для усиления столбчатого фундамента может применяться железобетонная обойма, подводимая под элементы перекрытия подвала (рис. 17.2, а).

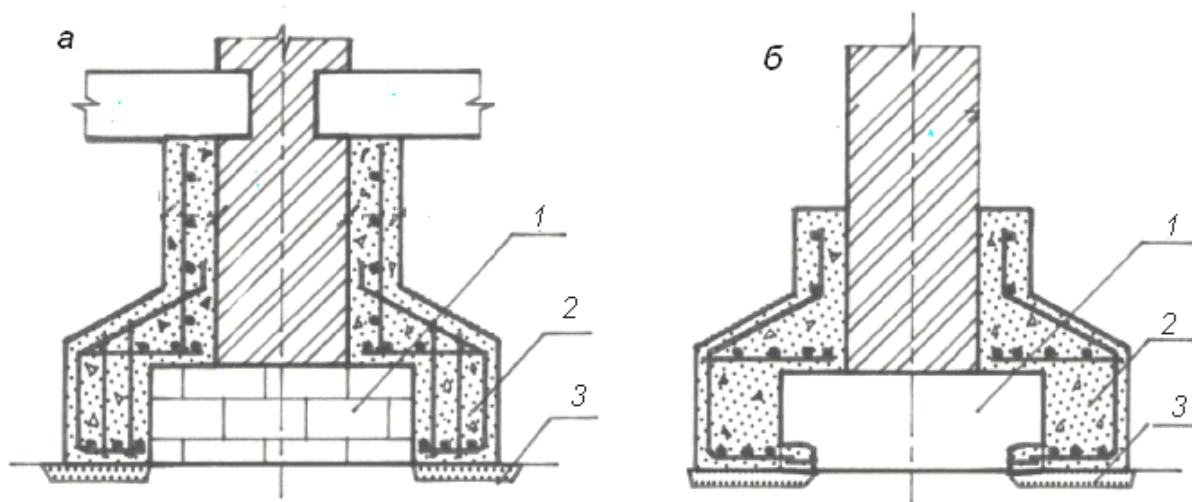


Рис. 17.2. Уширение подошвы столбчатого фундамента железобетонными обоймами: а – с упором в элемент перекрытия подвала; б – с приваркой к арматуре фундамента: 1 – существующий фундамент; 2 – обойма; 3 – подготовка

*Совместная работа железобетонной обоймы с усиливаемым фундаментом обеспечивается путем приварки арматуры обоймы к частично оголен-*

ной арматуре фундамента (рис. 17.2, б). Верхняя грань обоймы выводится выше обреза фундамента не менее чем на ширину сечения столба и не менее чем на  $5\Delta$ , где  $\Delta$  – толщина слоя обоймы, примыкающего к столбу. Кроме того, грани столба делаются шероховатыми путем насечки поверхности.

Примыкание обоймы к столбчатому фундаменту может производиться путем объединения в единый пространственный каркас арматуры обоймы с оголенной арматурой подошвы фундамента и подколонной его части (рис. 17.3). При этом арматура подколонной части оголяется по углам фундамента.

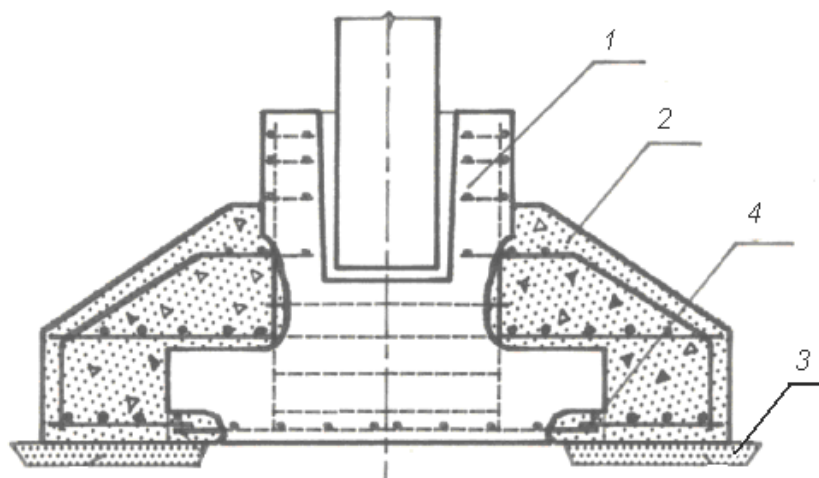


Рис. 17.3. Уширение подошвы фундамента под колонну: 1 – существующий фундамент; 2 – наращивание части фундамента; 3 – щебеночно-песчаная подготовка; 4 – сварка

Обеспечение совместной работы при усилении ленточных фундаментов наращиванием может быть выполнено с помощью *продольных металлических балок* (рис. 17.4, а). Такой способ обеспечения совместной работы рекомендуется использовать при отсутствии значительных поверхностных разрушений. Стальные балки в виде швеллеров стягивают болтами, установленными с шагом 500...750 мм. К полкам балок крепят плоские металлические зубья шириной не менее 50 мм, толщиной 10 мм, с шагом 250 мм. Зубья заводят в предварительно очищенные от раствора швы кладки. Глубина заделки зуба в стене принимается в зависимости от состояния кладки и должна быть не менее 30 мм.

Одностороннее наращивание с упорными элементами в виде подкосов (рис. 17.4, б) применяют для усиления ленточных фундаментов кирпичных стен толщиной не менее 250 мм при значительном увеличении нагрузки на фундамент, изменении эксцентриситета приложения нагрузки, выправлении кренов. Стальные подкосы устанавливают в заранее подго-

товленных углублениях с шагом 1,5...2 м. Глубина заделки подкосов принимается не менее 120 мм.

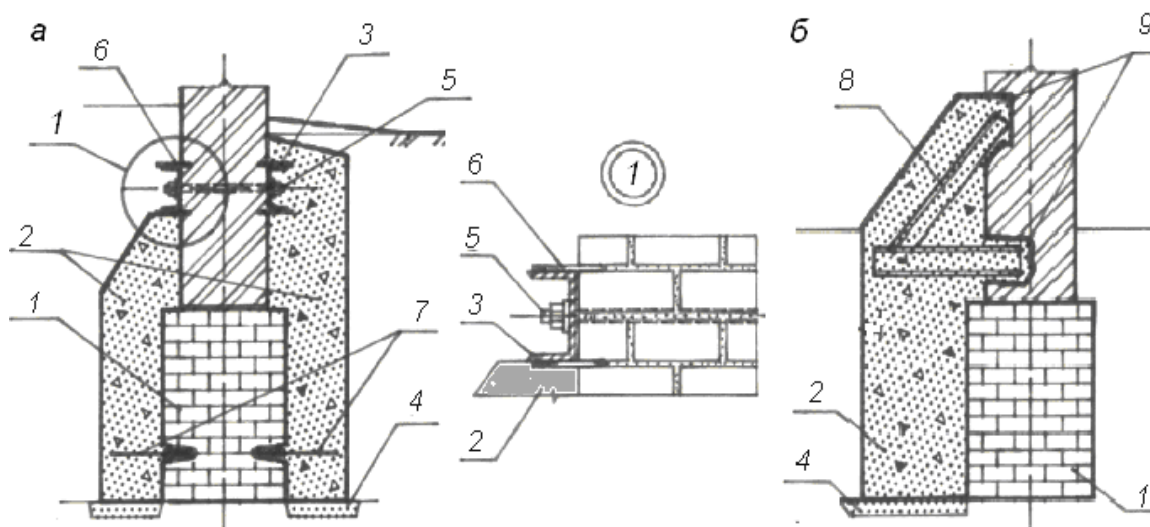


Рис. 17.4. Уширение подошвы ленточного фундамента: *а* – двухсторонним наращиванием с опорными элементами в виде продольных балок; *б* – односторонним наращиванием с подкосами: 1 – существующий фундамента; 2 – наращивание; 3 – продольные металлические балки; 4 – подготовка, 5 – стяжной болт; 6 – плоские металлические зубья; 7 – анкер, 8 – стальной подкос; 9 – бетон

Наращивание с обеспечением совместной работы с существующим фундаментом при помощи *поперечных балок* (рис. 17.5) применяют в случае значительного увеличения опорной площади (более 400 мм с каждой стороны). Балки изготавливают из прокатных профилей, площадь поперечного сечения которого определяется расчетом.

Опорные балки устанавливают с тем же шагом, что и подкосы при одностороннем наращивании, и замоноличивают мелкозернистым бетоном.

В случае если вылет свободной части наращивания превышает  $0,9h$  (где  $h$  – высота наращивания), в уровне подошвы фундамента устанавливают поперечную арматуру, заанкеренную в фундаменте. Если шаг балок в продольном направлении превышает  $2h$ , то наращивание армируется в продольном направлении в верхней зоне.

При усилении *столбчатых фундаментов* под кирпичные столбы поперечные балки устанавливают в горизонтальных штрабах и стягивают болтами. Балки выполняют перекрестными из двух пар швеллеров, сваренных между собой. При устройстве элементов уширения ослабленную зону кирпичных столбов омоноличивают на высоту не менее 250 мм от края ослабления.



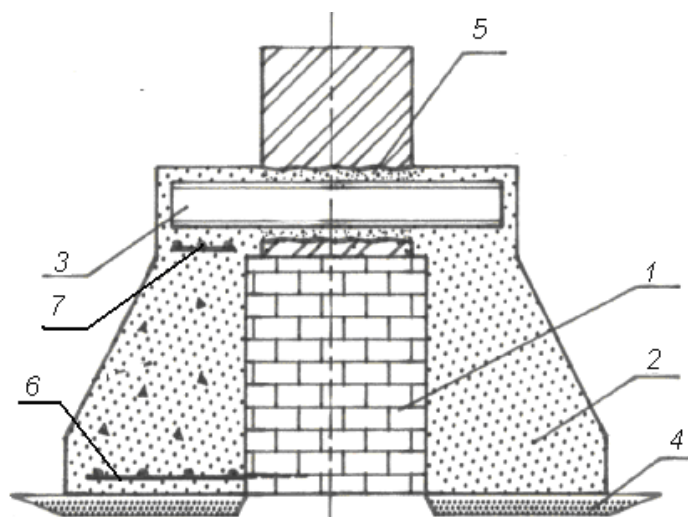


Рис. 17.5. Двухстороннее уширение с поперечными балками: 1 – существующий фундамент; 2 – наращивание, 3 – стальная балка; 4 – подготовка; 5 – мелкозернистый бетон, 6 – поперечная арматура, заанкеренная в теле фундамента, 7 – продольная арматура

Крепление поперечной балки к железобетонной колонне выполняют путем ее приварки к оголенной арматуре колонны (рис. 17.6), аналогично опорным хомутам (см. тему 12). Нарастиваемые части фундамента при бетонировании выводят выше ослабленной зоны колонны не менее чем на величину, равную большей стороне поперечного сечения колонны.

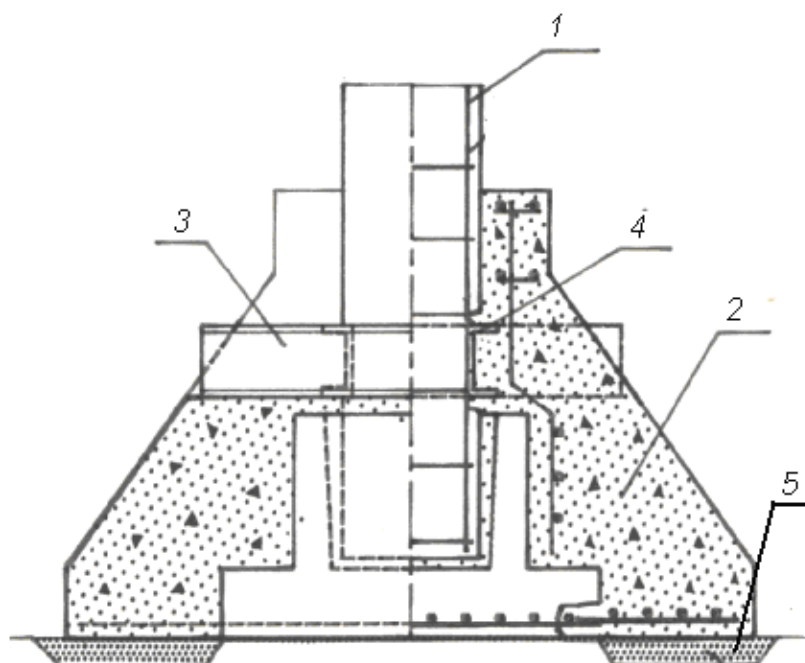


Рис. 17.6. Уширение подошвы столбчатого фундамента с применением поперечных балок: 1 – арматура колонны; 2 – элементы уширения; 3 – опорные балки из швеллеров; 4 – коротыши; 5 – подготовка

При усилении ленточных фундаментов в качестве поперечных балок могут использоваться железобетонные балки. Ширина балки назначается не менее 200 мм, высота в зоне заделки балки в стене не менее 300 мм.

По длине ленточного фундамента наращивание может быть выполнено переменного сечения (рис. 17.7). В этом случае подошва наращивания дополнительно армируется сварными сетками.

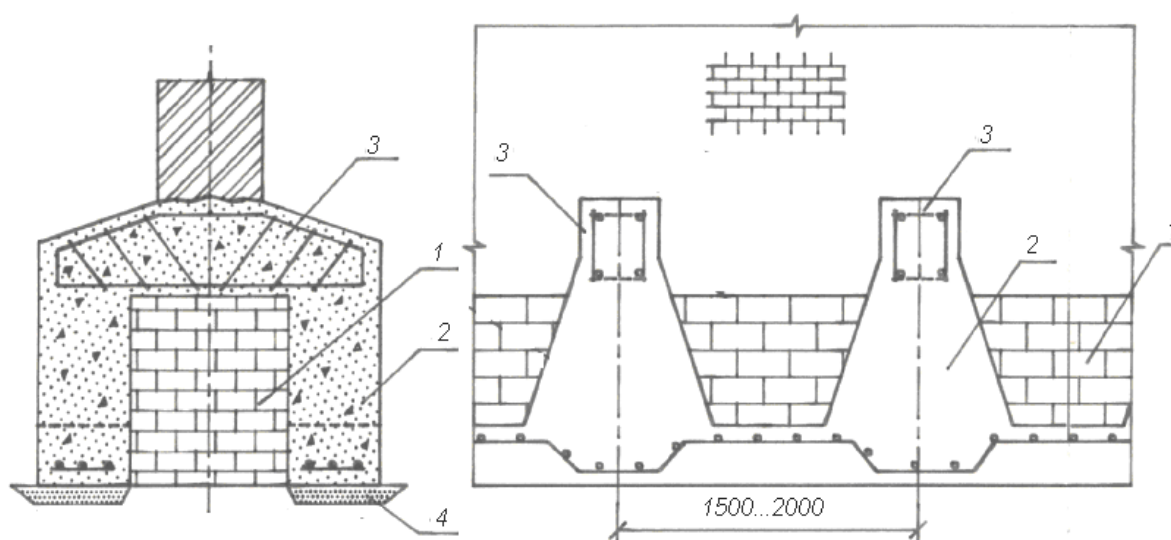


Рис. 17.7. Уширение фундамента с применением поперечных железобетонных балок: а – поперечный разрез; б – вид сбоку: 1 – существующий фундамент; 2 – элементы уширения; 3 – железобетонная балка; 4 – подготовка

### 17.3. Усиление фундаментов уширением подошвы с обжатием основания

Уширение фундаментов *сборными элементами* (банкетами) выполняются с *предварительным обжатием грунта* под подошвой наращиваемых частей фундамента. Предварительное обжатие грунтов позволяет наиболее полно использовать прочностные свойства основания, включить в работу дополнительные элементы сразу после проведения усиления. При предварительном обжатии выбираются деформации, связанные с деформациями опорных балок, обжатием контактного слоя грунта.

Усилие предварительного обжатия создают гидравлическими домкратами, упирающимися в поперечные балки, или при помощи клиньев. Усилие предварительного обжатия также может создаваться путем поворота сборного элемента уширения вокруг его нижней грани.

Клинья рекомендуется применять для предварительного обжатия слабо сжимаемых грунтов, модуль деформации которых превышает 15 МПа. Угол наклона клина  $\alpha$  принимается не более  $10^\circ$ .

Расклинивание производится при помощи домкратов или специальных струбцин. По окончании обжатия грунтов клинья сваривают между собой и производят заполнение зазора между фундаментом и элементами уширения мелкозернистым бетоном (рис. 17.8).

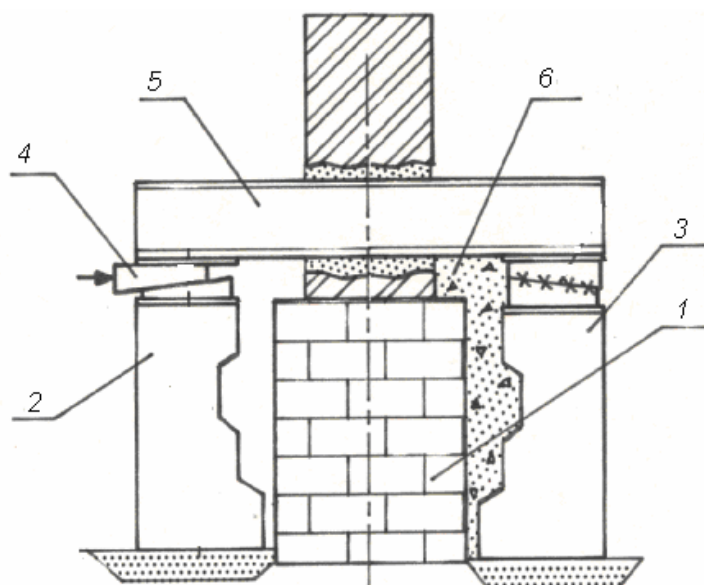


Рис. 17.8. Уширение подошвы фундамента железобетонными банкетами с предварительным обжатием грунта: 1 – существующий фундамент, 2 – банкеты до обжатия, 3 – банкеты после обжатия, 4 – клинья, 5 – опорная балка, 6 – мелкозернистый бетон замоноличивания

Гидравлические домкраты применяют для обжатия песчаных, а также неводонасыщенных ( $S_r \leq 0,8$ ) пылевато-глинистых сильно сжимаемых грунтов.

Домкраты устанавливают либо непосредственно между элементом уширения и поперечной балкой, либо с применением специальных упоров (рис. 17.9). Давление обжатия контролируют по манометру, включенному в гидравлическую цепь домкрата.

При использовании других силовых приспособлений момент достижения требуемого давления обжатия может быть определен по величине осадки блока, обжимающего грунт

$$S_p = \frac{p \cdot b_{ad}}{E}, \quad (17.1)$$

где  $S_p$  – величина контрольной осадки наращиваемых частей;  $p$  – требуемое давление обжатия;  $b_{ad}$  – ширина подошвы наращиваемого блока;  $E$  – осредненный модуль деформации в пределах глубины  $b/2$  сжимаемой толщи.

Обжатие грунтов производят одновременно с двух сторон фундамента. После достижения требуемого усилия обжатия банкетки фиксируют при помощи металлических вставок, соединяемых сваркой к опорной балке. Зазоры между банкетками и фундаментом заполняют мелкозернистым бетоном.

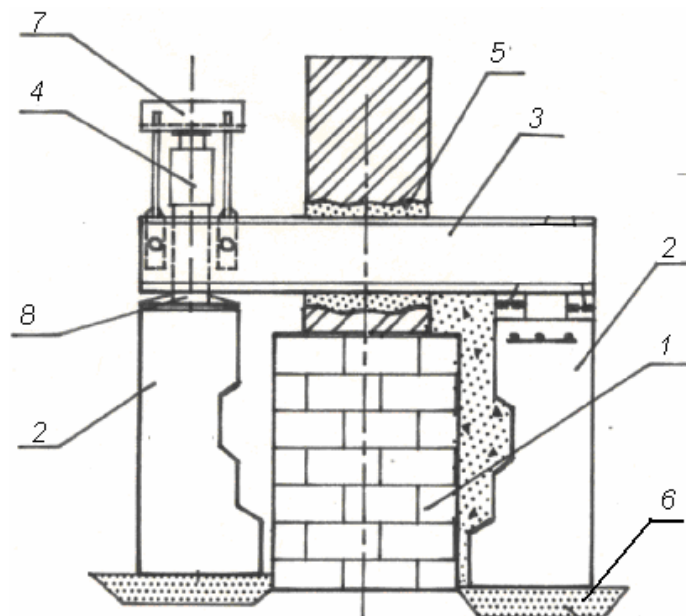


Рис. 17.9. Уширение подошвы фундамента с предварительным обжатием грунтов гидравлическими домкратами: 1 – существующий фундамент, 2 – банкетки, 3 – опорная балка, 4 – домкрат, 5 – мелкозернистый бетон замоноличивания, 6 – щебеночно-песчаная подготовка, 7 – инвентарный упор, 8 – штамп

При уширении железобетонными сборными элементами, обжимающими грунты основания при их повороте, домкраты устанавливают горизонтально и упирают непосредственно в фундамент либо в стену здания (рис. 17.10). В нижней части сборные элементы связаны анкерным стержнем, пропущенным через существующий фундамент. Количество анкеров принимается не менее двух на один сборный элемент. Элементы уширения разводят домкратами в стороны от фундамента, при этом по подошве блока развивается давление обжатия. Поворот банкет рекомендуется производить одновременно с двух сторон фундамента. При повороте контролируют величину отклонения верхнего ребра сборного элемента от фундамента. После достижения значения, соответствующего положению, при котором среднее давление под сборным элементом равно среднему давлению под подошвой усиливаемого фундамента, зазор между сборными элементами и фундаментом надежно расклинивают и заполняют бетоном.

Для обжатия грунтов оснований могут использоваться плоские гидравлические домкраты. Домкраты изготавливаются из двух тонких стальных листов толщиной 1...3 мм, соединенных между собой контурным валиком диаметром 20...80 мм (рис. 17.11).

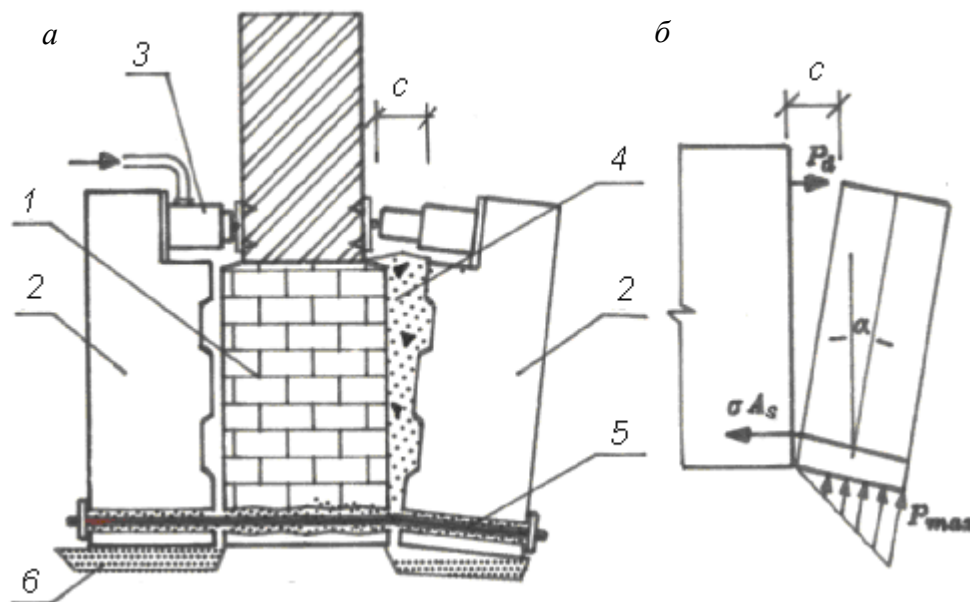


Рис. 17.10. Уширение подошвы фундамента с предварительным обжатием грунтов за счет их поворота вокруг нижнего ребра сборного элемента: *а* – стадия обжатия; *б* – схема усилий: 1 – существующий фундамента; 2 – сборные элементы; 3 – домкраты; 4 – мелкозернистый бетон; 5 – анкерный стержень; 6 – щебеночно-песчаная подготовка

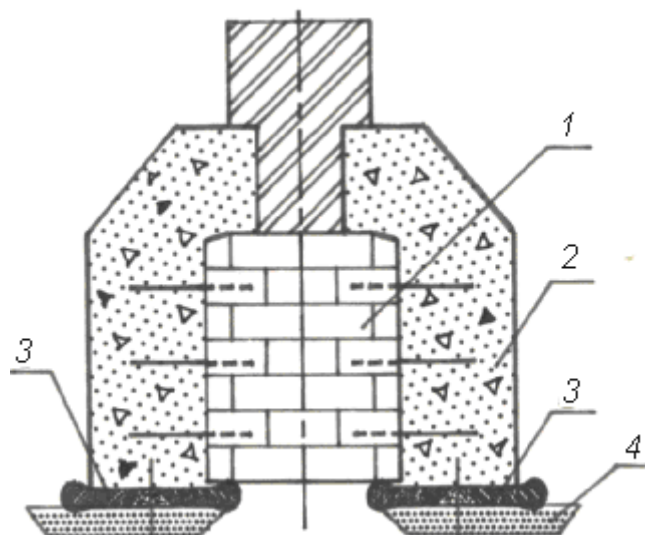


Рис. 17.11. Предварительное обжатие грунтов плоскими домкратами: 1 – существующий фундамента; 2 – наращивание; 3 – плоские домкраты; 4 – щебеночно-песчаная подготовка

Установку домкратов производят на уплотненную щебеночно-песчаную подготовку до бетонирования элементов уширения. После набора бетоном прочности не ниже 75 % проектной в полость домкрата нагнетают под давлением твердеющие растворы (эпоксидные смолы, цементный раствор). Давление обжатия контролируют по манометру, установленному на устройстве нагнетания твердеющего раствора.

#### **17.4. Расчет основания фундаментов, усиленных уширением подошвы**

Расчет основания фундаментов, усиленных уширением подошвы, производится по второй группе предельных состояний (по деформациям основания). Расчет осадок основания методами, предусматривающими ограничение давления по подошве фундамента расчетным сопротивлением, производится с учетом:

- частичной разгрузки фундамента в ходе реконструкции;
- неравномерной эпюры контактных давлений под подошвами старой и новой частей фундамента.

Значение эпюры контактных напряжений под подошвой усиленного фундамента определяют от полной нагрузки, ожидаемой после реконструкции, с учетом начального давления под старой частью фундамента, действующего в период реконструкции.

Допускается значения контактных давлений определять суммированием эпюры начального давления фундамента до уширения и эпюры давлений от дополнительной нагрузки на основание после уширения, построенной в предположении о линейном характере ее изменения. Дополнительная нагрузка в этом случае определяется по фактическим прочностным свойствам грунта. При этом учитывают:

- изменение свойств грунта основания, обжатого длительно действующей нагрузкой в период эксплуатации здания (повышающим коэффициентом  $K_R$  к расчетному сопротивлению  $R$ );
- увеличение расчетного сопротивления под подошвой усиливаемого фундамента за счет боковой пригрузки от уширяемых элементов, изменяющих условия деформирования грунта основания под усиливаемым фундаментом.

Учет благоприятного влияния боковой пригрузки от дополнительных элементов на величину расчетного сопротивления основания усиливаемого фундамента производят путем введения повышающего коэффици-

ента  $K_q$  к расчетному сопротивлению грунта в подошве с учетом его длительного обжатия  $R_t$

$$R_{tq} = K_q R_t. \quad (17.2)$$

Коэффициент  $K_q$  принимается по табл. 17.1 в зависимости от свойств грунта и соотношения ширины дополнительных элементов  $b_{ad}$  к ширине усиливаемого фундамента  $b$ .

Таблица 17.1

Ширина дополнительных частей, $b_{ad}$	Для песков (кроме рыхлых) и пылевато-глинистых грунтов при коэффициенте пористости $e$ и консистенции $I_L$		
	$e < 0,5; I_L \leq 0$	$e = 0,6; I_L = 0,25$	$e \geq 0,7; I_L \geq 0,8$
$\leq b/2$	1,0	1,0	1,0
$> b/2$	1,3	1,2	1,1

Примечания:

1. Промежуточные значения принимаются по интерполяции.
2. Коэффициент  $K_q = 1$ , если уширение производится с одной стороны ленточного фундамента или с трех и менее сторон столбчатого фундамента.

Давление под подошвой реконструируемого фундамента ограничивается условиями:

- среднее давление под подошвой дополнительных частей фундамента должно быть меньше расчетного сопротивления грунта в естественном состоянии

$$p_{m,ad} \leq R; \quad (17.3)$$

- максимальное краевое давление под подошвой дополнительных частей фундамента должно быть меньше  $1,2R$

$$p_{\max,ad} \leq 1,2R; \quad (17.4)$$

- среднее давление под подошвой усиливаемого фундамента после реконструкции должно быть меньше расчетного сопротивления

$$p_m \leq R_{tq}; \quad (17.5)$$

- максимальное давление под подошвой усиливаемого фундамента должно быть не более  $1,2R_{tq}$

$$p_{\max} \leq 1,2R_{tq}. \quad (17.6)$$

Площадь наращиваемых частей фундамента  $A_{ad}$  определяется из выражения

$$A_{ad} = \frac{N_{enl} - R_{tq}A}{R_{tq} - N_r/A}, \quad (17.7)$$

где  $N_{enl}$  – расчетная нагрузка на фундамент после реконструкции с учетом собственного веса и грунта на его обрезах (среднее взвешенное значение удельного веса фундамента и грунта на его обрезах допускается принимать  $\gamma_{mt} = 20 \text{ кН/м}^3$ );  $N_r$  – расчетная нагрузка на фундамент в период реконструкции с учетом собственного веса и грунта на его обрезах;  $R_{tq}$  – расчетное сопротивление грунта под подошвой усиливаемого фундамента;  $A$  – площадь подошвы фундамента до усиления.

Площадь дополнительных частей фундамента, устраиваемых с предварительным обжатием грунтов, определяется из условия, что при обжатии происходит выравнивание давления под подошвами старой и новой частей фундамента:  $\frac{N_{enl}}{A + A_{ad}} \leq R_{red}$ , следовательно

$$A_{ad} = \frac{N_{enl} - R_{red}A}{R_{red}}, \quad (17.8)$$

где  $R_{red}$  – приведенное расчетное сопротивление грунта под подошвой усиленного фундамента

$$R_{red} = \frac{R_{tq}A + RA_{ad}}{A + A_{ad}}. \quad (17.9)$$

Давление обжатия, при котором происходит выравнивание контактных давлений под подошвами старой и новой частей фундамента, равно

$$p_{ad} = \frac{N_r}{A}. \quad (17.10)$$

### **17.5. Усиление фундаментов увеличением их глубины заложения**

*Увеличение глубины заложения с подводкой нового фундамента применяется при недостаточной несущей способности и высокой деформативности верхних слоев основания, а также при возможности промерзания грунтов под подошвой фундамента.*

Подводка новых фундаментов (рис. 17.12) осуществляется захватками шириной 2...2,5 м. Предварительно несущие конструкции вывешивают на



металлических балках либо на распорках, рассчитанных на усилия, возникающие от действия нагрузок в период реконструкции. Балки и распорки опирают на бетонные или деревянные подставки (тумбы).

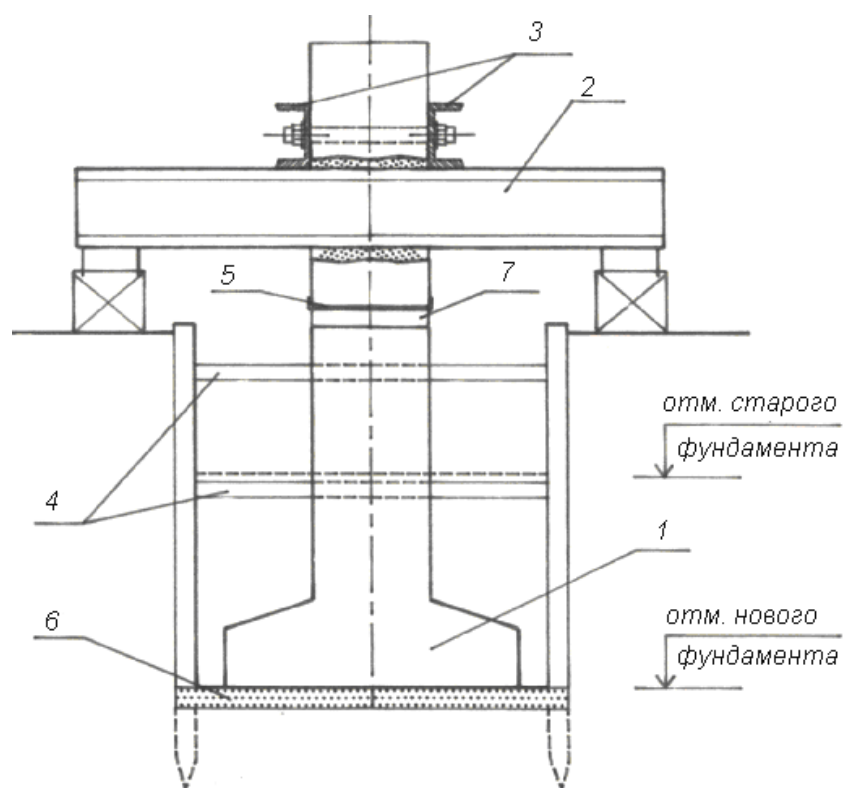


Рис. 17.12. Увеличение глубины заложения с подводкой нового фундамента:  
 1 – новый монолитный фундамент; 2 – опорная поперечная балка;  
 3 – продольная металлическая балка; 4 – распорки; 5 – гидроизоляция стен;  
 6 – подготовка; 7 – связующий слой фундамента

Производство работ по откопке траншей для замены фундамента разрешается производить лишь после крепления стенок выемок инвентарным ограждением. Ограждение стенок траншей раскрепляют одноразовыми распорками, омоноличиваемыми вместе с устройством нового фундамента, горизонтальными растяжками, заанкериваемыми за пределами призмы обрушения откоса, заземлением в нижележащей толще грунта (шпунтовая стенка).

Ограждения должны быть рассчитаны на активное давление со стороны грунта с учетом пригрузки бровки траншеи опорными элементами временных креплений стены.

Включение нового фундамента в совместную работу с несущей стеной производится путем подклинивания, инъектирования раствором, зачеканкой жесткой бетонной смесью. Для этого верх фундамента при бетонировании не доводят до нижней грани стены на 100...150 мм при подклини-

вании, 10...120 мм при зачеканке бетонной смесью и 30...50 мм при инъецировании раствором.

Расклинивание производится после того, как бетон фундамента наберет не менее 50 % проектной прочности. По длине фундамента клинья располагают на расстоянии 0,5...0,7 м друг от друга. Для предохранения гидроизоляции, устраиваемой между фундаментом и стеной, от разрывов или смещения нижний клин опирается в металлическую подкладку с уголком, удерживающим ее от перемещений при раскалывании. По окончании расклинивания клинья сваривают друг с другом, щель между стеной и фундаментом заполняется жесткой бетонной смесью класса не менее класса бетона фундамента.

При увеличении глубины заложения и подводке нового фундамента под колонну применяют стальные подкосы (рис. 17.13). Для упора подкосов на колонне устраивают железобетонный хомут. В нижней части подкосы связывают между собой стальными тяжами, при натяжении которых подкосы включаются в работу.

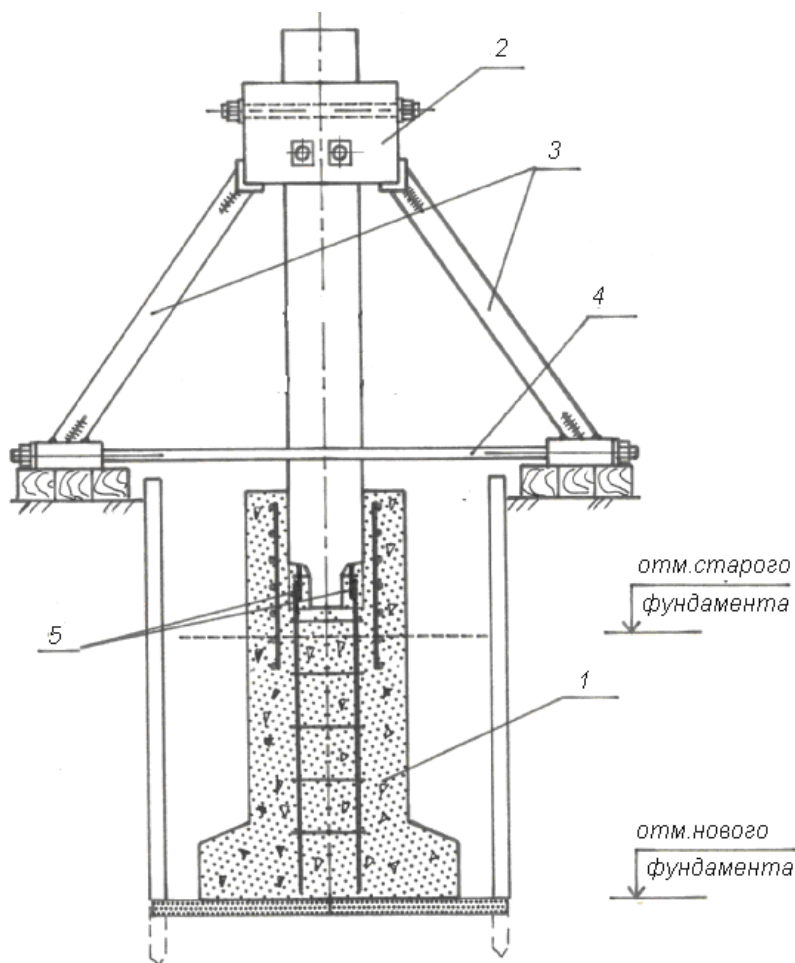


Рис. 17.13. Заглубление фундамента под колонну: 1 – монолитный фундамент, 2 – опорный хомут, 3 – подкосы, 4 – затяжка, 5 – сварные стыки арматуры

Сопряжение колонны и нового фундамента выполняют путем приварки арматуры фундамента к оголенной арматуре колонны.

### **17.6. Усиление фундаментов при помощи свай**

*Усиление фундаментов при помощи свай* производится за счет устройства дополнительных свайных фундаментов, опирающихся на более прочные подстилающие слои грунта и позволяет значительно повысить его несущую способность основания и снизить деформативность.

При усилении фундаментов реконструируемых зданий, как правило, используются:

- *вдавливаемые многосекционные сваи;*
- *буронабивные сваи;*
- *буроинъекционные.*

*Многосекционные сваи* выполняются из сборных железобетонных или сталежелезобетонных элементов, соединяемых по мере погружения свай в грунт. Для погружения многосекционных свай не требуется громоздкого оборудования. Вдавливание свай производят при помощи гидравлических домкратов, упираемых в выше расположенные конструкции реконструируемого здания.

*Буронабивные сваи* различных типов обладают высокой несущей способностью и могут применяться в любых грунтовых условиях. Из-за громоздкости оборудования, применяемого при устройстве буронабивных свай, область их применения ограничена. Буронабивные сваи применяются при усилении фундаментов по внешнему периметру реконструируемого здания, могут устраиваться под наклоном к оси фундамента. Угол отклонения свай от вертикали не должен превышать 30°.

*Буроинъекционные сваи* также применяются в любых грунтовых условиях, позволяют проводить работы в стесненных условиях. Рекомендуется использовать при увеличении как вертикальных, так и горизонтальных нагрузок на фундамент, для стабилизации неравномерных складок.

При *обеспечении совместной работы* свай усиления с усиливаемым фундаментом возможны случаи:

- устройство свай за контуром подошвы фундамента,
- устройство свай непосредственно под фундаментом.

Устройство свай за контуром фундамента требует дополнительных конструктивных элементов, передающих нагрузку с усиливаемого фундамента на сваи.

В качестве конструктивных элементов используются:

- поперечные балки;
- монолитные ростверки, заделываемые в тело усиливаемого фундамента;
- ростверки, подводимые под существующий фундамент.

Усиление сваями с применением поперечных металлических и железобетонных балок (рис. 17.14), подводимых под несущие конструкции здания у поверхности земли, применяют при высоком уровне грунтовых вод. Опираение балок производится через монолитный железобетонный ростверк, объединяющий сваи по боковым сторонам ленточного фундамента или по периметру столбчатого фундамента.

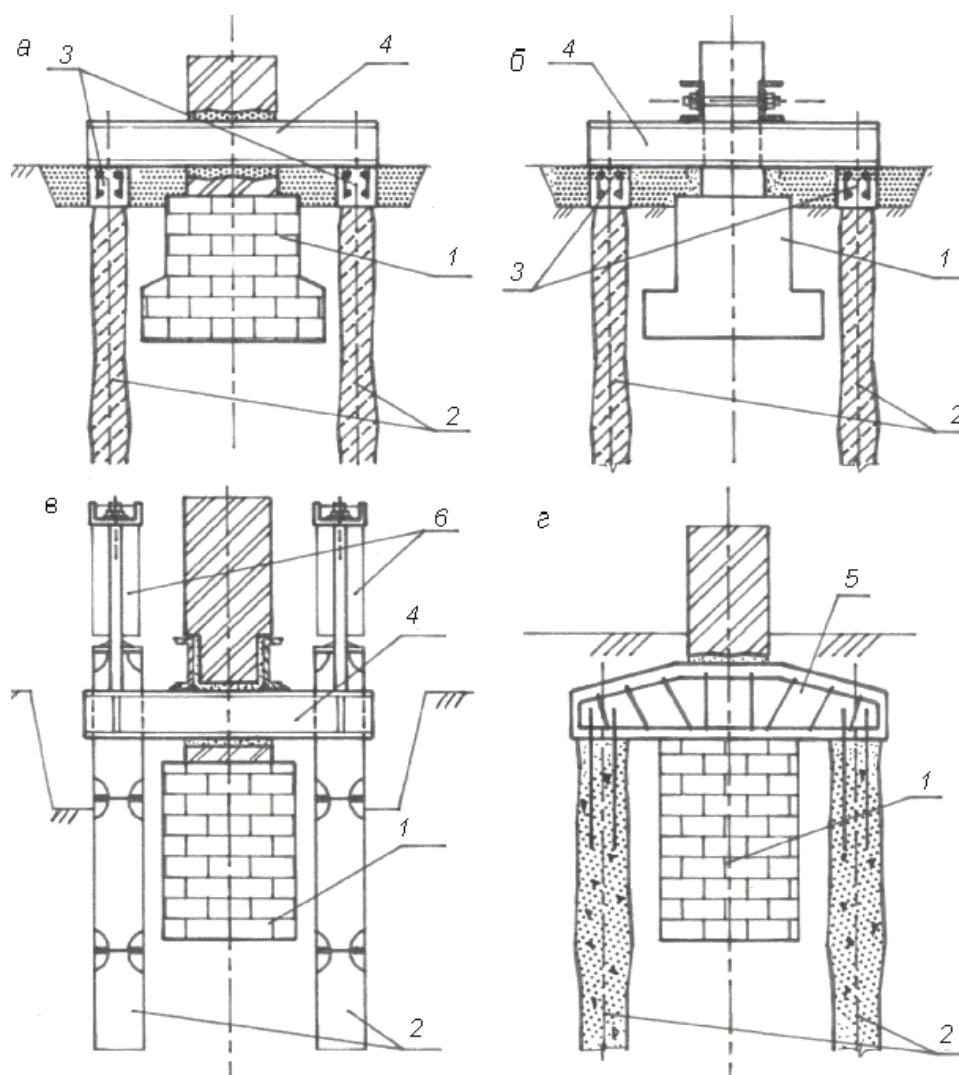


Рис. 17.14. Усиление фундаментов сваями с применением стальных и железобетонных поперечных балок: а – ленточного фундамента; б – столбчатого фундамента; в – усиление многосекционными сваями: г – с применением железобетонной балки: 1 – существующий фундамент; 2 – сваи усиления; 3 – железобетонный ростверк; 4 – стальная балка; 5 – железобетонная балка; 6 – домкраты

При неудовлетворительном состоянии кирпичных стен, низкой прочности кирпичной кладки нижняя часть стены может быть усилена продольными металлическими балками, устанавливаемыми с двух сторон в горизонтальных штрабах.

Метод усиления сваями с монолитным ростверком и обеспечением его совместной работы с усиливаемым фундаментом за счет железобетонных шпонок (рис. 17.15) применяют при удовлетворительном состоянии фундамента. Размеры углублений в фундаменте подбираются таким образом, чтобы усилие от ростверка передавалось на фундамент по перевязанному шву.

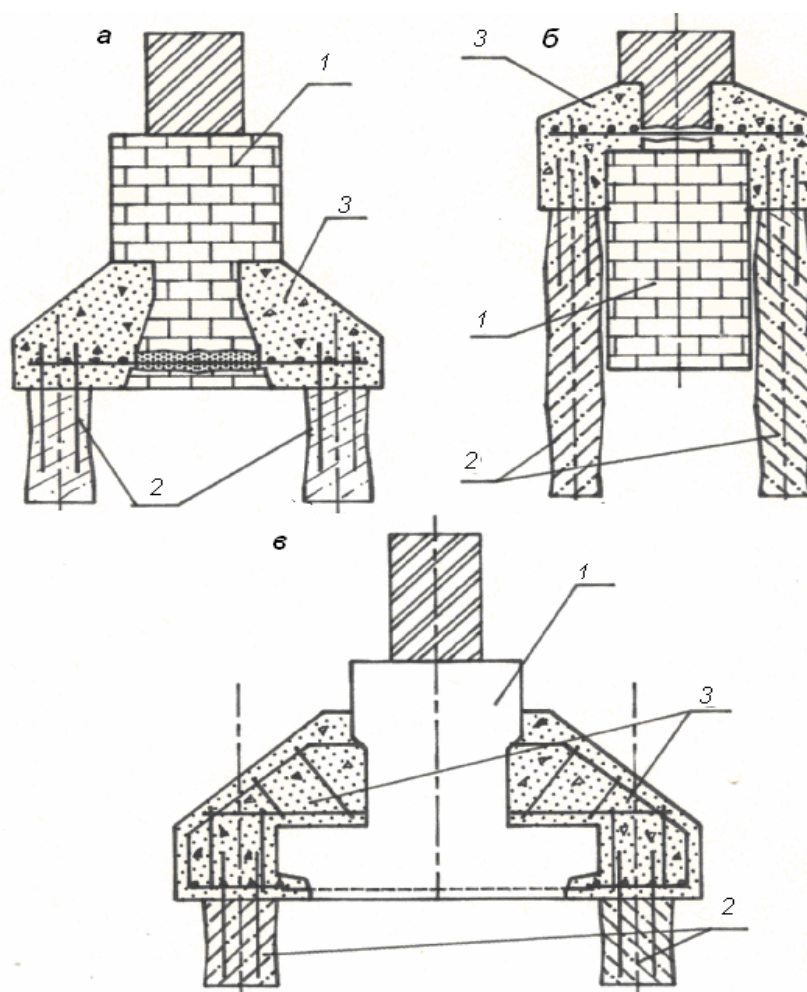


Рис. 17.15. Усиление фундаментов сваями с монолитным ростверком:  
*а* – заходящим в углубление фундамента, *б* – то же в углубление стен, *в* – то же в углубление фундамента и сваркой рабочей арматуры фундамента и ростверка:  
 1 – существующий фундамент, 2 – сваи усиления, 3 – монолитный железобетонный ростверк

Монолитные ростверки армируют сетками, поперечные стержни которых пропускают через тело фундамента. Диаметр поперечных стержней определяется расчетом и принимается не менее 12 мм. Шаг поперечных стержней – не более 500 мм.

Включение в работу свай при помощи ростверков, подводимых под существующий фундамент, производится при усилении свайных фундаментов (рис. 17.16, а, б). При устройстве нового ростверка вынимают грунт из-под подошвы усиливаемого фундамента и оголяют верхнюю часть существующих свай.

При усилении столбчатого фундамента сваями с монолитным ростверком совместная работа обеспечивается за счет соединения арматуры ростверка и оголенной арматуры фундамента (рис. 17.16, в).

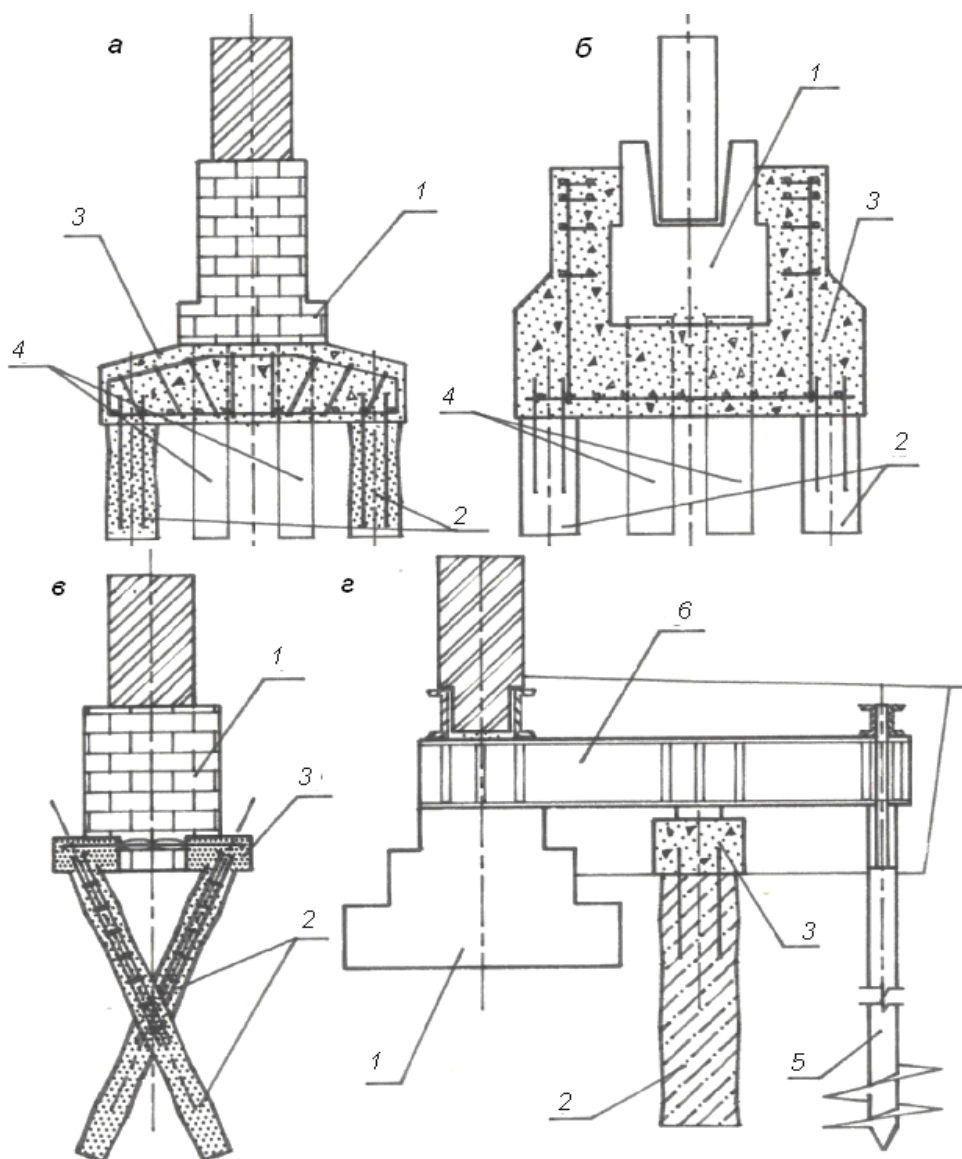


Рис. 17.16. Усиление фундаментов сваями: а – с подводкой нового ростверка под ленточный фундамент; б – то же под столбчатый фундамент; в – наклонными сваями; г – сваями с одной стороны: 1 – существующий фундамент, 2 – сваи усиления, 3 – монолитный ростверк, 4 – существующие сваи, 5 – свая с винтовым наконечником, стальная балка

В стесненных условиях реконструкции при невозможности устройства свай с двух сторон фундамента применяют консольные металлические балки, опирающиеся на пару свай, одна из которых работает на выдергивание (рис. 17.16, *з*). В качестве свай, работающих на выдергивание, рекомендуется применять винтовые и буронабивные сваи с уширением пяты. Сваи, воспринимающие вдавливающую нагрузку, выполняют буронабивными. Нижняя часть стены усиливается продольными балками, заведенными в горизонтальные штрабы стены. Шаг консольных балок определяется расчетом и принимается не менее трех диаметров свай и не более 3 м.

Сваи под подошвой столбчатого железобетонного фундамента могут устраиваться через выполненные в нижней ступени отверстия (рис. 17.17, *а*). Для усиления могут применяться буронабивные, многосекционные трубобетонные и буронабивные сваи. Диаметр свай принимается не более 200 мм при вылете ступени 300 мм и не более 300 мм при вылете ступени 450 мм.

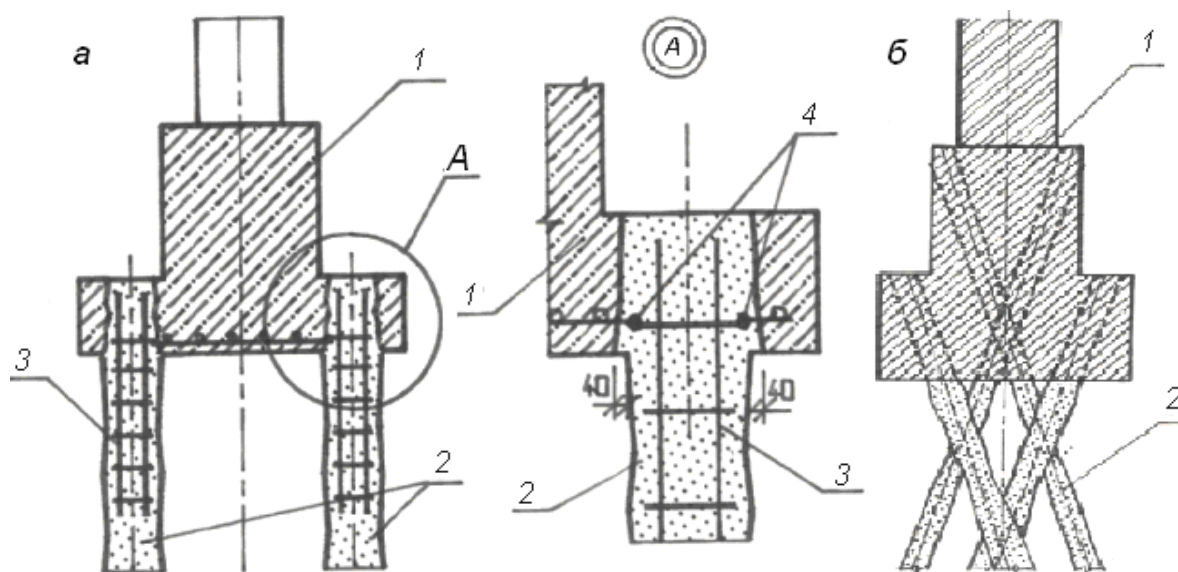


Рис. 17.17. Усиление фундамента сваями: *а* – устраиваемыми под подошвой столбчатого фундамента; *б* – наклонными буронабивными:  
 1 – существующий фундамент; 2 – сваи усиления; 3 – арматура свай; 4 – сварка

Сваи под подошвой ленточного или столбчатого фундамента, материал которого характеризуется низкой прочностью, устраивают непосредственно с поверхности строительной площадки через отверстия, пробитые в фундаменте под углом к его вертикальной оси (рис. 17.17, *б*).

Для усиления применяют буронабивные сваи диаметром 80...250 мм. Отверстия в фундаменте и скважины для свай выполняют при

помощи малогабаритных станков вращательного бурения, оснащенных шарошечным долотом, шнеками. Заполнение скважин производится цементно-песчаным раствором, нагнетаемым под давлением.

Одновременно с устройством буроинъекционных свай может производиться укрепительная цементация фундамента. Для этого устраивают в пределах фундамента скважину, не доводя до его подошвы на 0,5 м, и нагнетают в основание под давлением 0,1...0,2 МПа цементный раствор, цементируя зону контакта с подошвой фундамента.

### Вопросы для самоконтроля

1. Назовите наиболее распространенные методы упрочнения грунтов.
2. Какими способами производится усиление оснований изменением условий деформирования грунта?
3. Какими методами, в общем случае, производится усиление фундаментов?
4. Какими мероприятиями обеспечивается совместная работа элементов уширения подошвы с усиливаемым фундаментом?
5. Приведите примеры усиления ленточных фундаментов уширением подошвы.
6. Приведите примеры усиления столбчатых фундаментов уширением подошвы.
7. Как производится уширение подошвы железобетонного фундамента под колонну?
8. Какова конструкция одностороннего уширения подошвы ленточного фундамента?
9. Для чего при уширении подошвы фундамента применяются поперечные балки и какова их конструкция?
10. С какой целью при уширении подошвы фундамента выполняется предварительное обжатие грунта под ней?
11. Приведите примеры уширения подошвы фундамента с предварительным обжатием грунтов.
12. В каких случаях применяется увеличение глубины заложения фундамента?
13. Как производится увеличение глубины заложения подошвы ленточного фундамента?
14. Как производится увеличение глубины заложения подошвы столбчатого фундамента?
15. Изложите принципы расчета фундамента с уширением подошвы.
16. В каких случаях для усиления фундаментов используют сваи?
17. Какие типы свай рекомендуется использовать при усилении фундаментов?
18. Приведите примеры усиления ленточных фундаментов с применением свай.
19. Приведите примеры усиления столбчатых фундаментов с применением свай.
20. Приведите примеры усиления фундаментов с применением буроинъекционных свай.



РУКОВОДСТВО  
К ПРАКТИЧЕСКИМ ЗАНЯТИЯМ

## ВВЕДЕНИЕ

Изучение второй части курса «Проектирование и реконструкция зданий и сооружений» сопровождается решением задач. Данное руководство предназначено для оказания помощи на практических занятиях и для самостоятельной подготовки к контрольным работам.

В настоящем руководстве рассмотрены практические задачи, связанные с оценкой фактического технического состояния строительных конструкций и проектирования их усиления.

При решении задач целесообразно использовать интегрированную систему MathCAD, позволяющую просто и эффективно реализовать алгоритмы расчетов. Для приобретения устойчивых навыков решения задач по второй части курса необходимо самостоятельно решить все задачи настоящего руководства. При решении задач допускается использовать действующие нормативные документы (СНиП) для железобетонных, каменных, металлических и деревянных конструкций, а также по основаниям фундаментов.

### ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 1. Определение расчетных характеристик бетона и арматуры для поверочных расчетов эксплуатируемых железобетонных конструкций

*Цель занятия:* научиться определять расчетные характеристики бетона и арматуры, необходимые для выполнения поверочных расчетов эксплуатируемых железобетонных конструкций по результатам их обследования, проектным материалам и по данным испытаний.

**Исходные алгоритмы, рабочие формулы для расчета.** Расчетные характеристики бетона для поверочных расчетов эксплуатируемых железобетонных конструкций устанавливаются в соответствии со схемой, приведенной на рис. 1, по данным проектной документации или по результатам испытаний при детальном обследовании. Следует обратить внимание, что расчетные характеристики бетона эксплуатируемых железобетонных конструкций определяются его условным классом  ***$C'$  по ныне действующим нормам*** [8], независимо от того, что конструкции могли быть запроектированы по ранее действовавшим нормам.

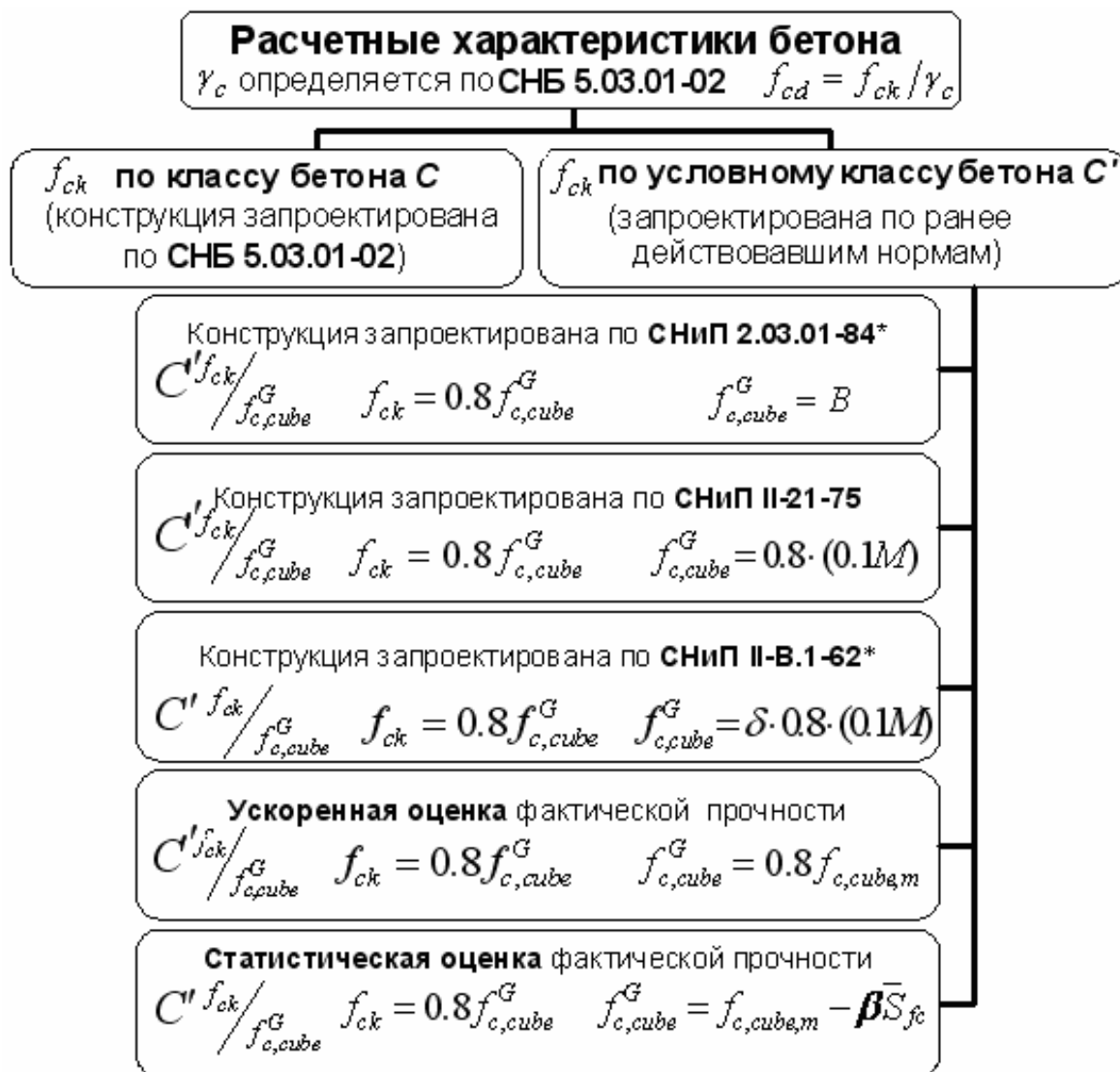


Рис. 1

Расчетные характеристики арматуры для поверочных расчетов определяются также по действующим нормам [8] в соответствии со схемой, приведенной на рис. 2:

- исходя из *класса S*, установленного по проектным данным (конструкция запроектирована по [8]), по результатам испытаний вырезанных образцов (менее 5 штук) или по результатам химического анализа при отсутствии проектных данных;
- исходя из *нормативного сопротивления*, определенного по [8] по классу арматуры, и коэффициентов безопасности  $\gamma_s = 1,15$  (1,25), по результатам испытаний вырезанных образцов (не менее 5 штук);
- исходя из профиля арматуры (при отсутствии проектных данных и невозможности отбора образцов).



Рис. 2

Коэффициенты  $q$  и  $\beta$ , учитывающие объем испытаний, необходимые при выполнении статистической обработки результатов испытаний бетона и арматуры приведены соответственно в табл. 1 и 2.

Таблица 1

**Коэффициент  $q$**

$n$	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$q$	0,23	0,28	0,31	0,34	0,37	0,39	0,41	0,42	0,43	0,45

Таблица 2

**Коэффициент  $\beta$**

$n$	3	4	5	6	7	8	9	50 и более
$\beta$	2,58	2,50	2,44	2,39	2,28	2,16	2,04	1,94

**Пример 1.** Поверочный расчет железобетонного элемента по первой группе предельных состояний производится по проектным данным. Железобетонный элемент запроектирован по ранее действовавшим нормам (СНиП II-21-75) и выполнен из тяжелого бетона марки М250 и арматуры класса А-III. Определить расчетное сопротивление бетона на сжатие  $f_{cd}$  и расчетное сопротивление арматуры на растяжение  $f_{yd}$ .

Первоначально необходимо перейти от марки  $M$  бетона к его условному классу  $C'$ . Для этого от средней кубиковой прочности бетона перейдем к гарантированной кубиковой прочности с помощью коэффициента перехода, равного 0,8, и коэффициента, учитывающего различную размерность (кг/см<sup>2</sup> и МПа), равного 0,1.

$$f_{c,cube,m} = 250 \text{ кг/см}^2,$$

$$f_{c,cube}^G = 0,8 \cdot 0,1 \cdot f_{c,cube,m} = 0,8 \cdot 0,1 \cdot 250 = 20 \text{ МПа},$$

$$f_{ck} = 0,8 f_{c,cube}^G = 0,8 \cdot 20 = 16 \text{ МПа},$$

$$C' f_{ck} / f_{c,cube}^G = C' 16 / 20.$$

В соответствии с [8]  $\gamma_c = 1,5$ , тогда

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 16 / 1,5 = 10,7 \text{ МПа}.$$

Для арматуры класса S400 (аналог А-III) нормативное сопротивление равно  $f_{yk} = 400$  МПа, тогда

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ МПа}.$$

**Пример 2.** На основе методики ускоренной оценки прочности бетона по результатам испытаний определить расчетное сопротивление бетона на сжатие для расчета на прочность  $f_{cd}$ . Результаты испытаний бетона:

$$f_{c,cube,i} = \{28,8; 26,9; 25,4; 30,6; 23,6; 35,2; 25,8\} \text{ МПа}.$$

Среднее значение прочности бетона вычисляется как среднее арифметическое результатов испытаний бетона

$$f_{c,cube,m} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n f_{c,cube,i} = \frac{28,8 + 26,9 + 25,4 + 30,6 + 23,6 + 35,2 + 25,8}{7} = 28 \text{ МПа}.$$

Проверяем условие 
$$\frac{f_{c,cube,(max)} - f_{c,cube,(min)}}{f_{c,cube,m}} \leq q.$$

$\frac{35,2 - 23,6}{28} = 0,41 > q = 0,37$  – условие не выполняется. Исключаем из расчета максимальное значение прочности и повторяем расчет.

$$f_{c,cube,m} = \frac{28,8 + 26,9 + 25,4 + 30,6 + 23,6 + 25,8}{6} = 26,9 \text{ МПа},$$

$$\frac{30,6 - 23,6}{26,9} = 0,26 < q = 0,34,$$

$$f_{c,cube}^G = 0,8 \cdot f_{c,cube,m} = 0,8 \cdot 26,9 = 21,5 \text{ МПа},$$

$$f_{ck} = 0,8 f_{c,cube}^G = 0,8 \cdot 21,5 = 17,2 \text{ МПа},$$

$$C'_{f_{ck}/f_{c,cube}^G} = C'_{17,2/21,5},$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 17,2 / 1,5 = 11,5 \text{ МПа}.$$

**Пример 3.** На основе методики статистической оценки прочности арматуры по результатам испытаний определить расчетное сопротивление арматуры на растяжение  $f_{yd}$ . Результаты испытаний арматуры на растяжение:

$$f_{y,i} = \{458, 466, 445, 457, 438, 441, 438, 458, 445, 471\} \text{ МПа}.$$

$$f_{yk,m} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n f_{yk,i} = \frac{441 + 2 \cdot 458 + 466 + 2 \cdot 445 + 457 + 471 + 2 \cdot 438}{10} = 452 \text{ МПа}.$$

Вычисляем среднее квадратическое отклонение

$$\bar{S}_{yk} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (f_{yk,i} - f_{y,m})^2} = \sqrt{\frac{1}{10-1} \sum_{i=1}^{10} (f_{yk,i} - 452)^2} = 11,8 \text{ МПа},$$

нормативное сопротивление арматуры растяжению

$$f_{yk} = f_{yk,m} - \beta \bar{S}_{yk} = 452 - 2,04 \cdot 11,8 = 428 \text{ МПа},$$

и расчетное сопротивление арматуры

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 428 / 1,15 = 372 \text{ МПа}.$$

### Задачи для самостоятельного решения

**№ 1.** Железобетонный элемент запроектирован по ранее действовавшим нормам (СНиП II-В.1-62\*) и выполнен из тяжелого бетона марки М200. Определить расчетное сопротивление бетона на сжатие  $f_{cd}$  для поверочного расчета прочности элемента по проектным данным.

**№ 2.** Железобетонный элемент запроектирован по ранее действовавшим нормам. Согласно результатам испытаний 5 образцов среднее значение предела текучести арматуры равно  $f_{yk,m} = 470 \text{ МПа}$ . Определить расчетное сопротивление арматуры на растяжение  $f_{yd}$  для поверочного расчета на прочность.

**№ 3.** На основе методики статистической оценки прочности бетона по результатам испытаний определить его расчетное сопротивление на сжатие  $f_{cd}$  для расчета по первой группе предельных состояний. Результаты испытаний бетона на сжатие следующие:

$$f_{c,cube,i} = \{39,8; 41,5; 42,3; 40,2; 46,3; 42,8; 39,5; 44,5; 40,2; 37,5\} \text{ МПа} .$$

## ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 2. Поверочные расчеты прочности железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений по результатам их обследования

*Цель занятия:* научиться выполнять поверочные расчеты прочности эксплуатируемых железобетонных конструкций с учетом их фактического технического состояния, установленного при обследовании.

**Исходные алгоритмы, рабочие формулы для расчета.** В основе решения задач по определению прочности железобетонных элементов лежит применение методик расчета действующих норм с использованием ряда коэффициентов условий работы, учитывающих дефекты и повреждение элементов.

При местном разрушении бетона сжатой зоны конструкции поверочный расчет производится при фактических геометрических размерах поперечного сечения за вычетом разрушенного участка (рис. 3, а).

При наличии силовых продольных трещин в месте сопряжения полки и ребра изгибаемых элементов таврового поперечного сечения площадь сечения свесов полки в расчете не учитывается (рис. 3, б).

При местном снижении прочности бетона сжатой зоны, когда в сжатой зоне расположен бетон разного класса, поверочный расчет (по альтернативной модели) железобетонного элемента производится при приведенном расчетном сопротивлении бетона сжатой зоны (рис. 3, в).

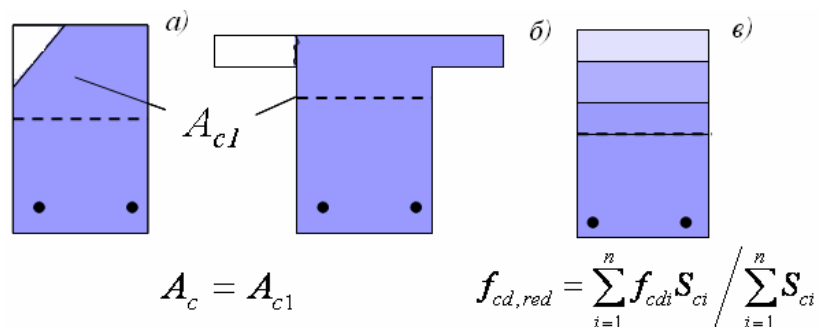


Рис. 3

Коэффициенты условий работы для арматуры железобетонных элементов, учитывающие дефекты и повреждения приведены в табл. 3.

Таблица 3

**Коэффициенты условий работы арматуры**

К расчетному сопротивлению	
на растяжение при наличии продольных трещин в зоне анкеровки	для средних стержней – $\gamma_s = 0,5$
	для угловых стержней – $\gamma_s = 0,25$
на растяжение поперечной арматуры	неравномерность распределения напряжений по длине – $\gamma_{s1} = 0,8$
	при соотношении диаметров продольных и поперечных стержней менее 1/3 – $\gamma_{s2} = 0,9$
на растяжение поперечной арматуры при нарушении ее анкеровки	для стержней поперечной арматуры расчетного наклонного сечения – $\gamma_{s3} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left( \frac{l_{x,i}}{l_{bd,i}} \right)$
К площади поперечного сечения	
продольной и поперечной арматуры, поврежденной коррозией	учет ослабления коррозией – $K_s = \frac{d^2}{d_0^2}$
оборванных или пораженных коррозией более 50 % площади стержней арматуры	не учитывается в расчете – $K_s = 0$
арматуры из высокопрочной проволоки при наличии язвенной или питтинговой коррозии, а также, если коррозия вызвана хлоридами	не учитывается в расчете – $K_s = 0$
продольной арматуры на сжатие при повреждении поперечной арматуры (или мест ее сварки) и увеличении расстояния между хомутами более допустимого	не учитывается в расчете – $K_s = 0$

**Пример 4.** При обследовании установлено, что в результате воздействия высокой температуры при пожаре прочность бетона сжатой зоны изгибаемого железобетонного элемента различается по высоте (рис. 4). Требуется определить прочность железобетонного элемента, если  $\alpha = 1,0$ . Размеры сечения элемента:  $b = 200$  мм,  $h = 500$  мм,  $h_f = 200$  мм,  $b_f = 500$  мм,  $c = 50$  мм. Элемент имеет арматуру с расчетным сопротивлением  $f_{yd} = 339$  МПа и модулем упругости  $E_s = 2 \cdot 10^5$  МПа. Исходная площадь поперечного сечения продольной арматуры составляет  $A_{s1} = 1606$  мм<sup>2</sup> ( $K_s = 0,87$ ).



$$f_{cd,i} = \begin{cases} 9 \\ 11 \\ 14,5 \\ 16 \end{cases} \text{ МПа} \quad y_i = \begin{cases} 475 \\ 425 \\ 275 \\ 100 \end{cases} \text{ мм} \quad h_i = \begin{cases} 50 \\ 100 \\ 150 \\ 200 \end{cases} \text{ мм}.$$

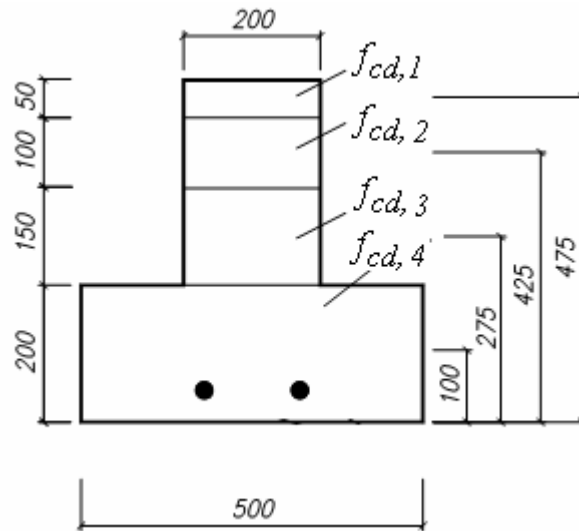


Рис. 4

Задаемся высотой сжатой зоны бетона элемента  $x_{eff} = 300$  мм. Определяем приведенное расчетное сопротивление бетона сжатой зоны сечения

$$S_{ci} = bh_i(y_i - c), \quad S_{c1} = 200 \cdot 50 \cdot (475 - 50) = 4,25 \cdot 10^6 \text{ мм}^3,$$

$$S_{c2} = 7,5 \cdot 10^6 \text{ мм}^3, \quad S_{c3} = 6,75 \cdot 10^6 \text{ мм}^3,$$

$$f_{cd,red} = \frac{\sum_{i=1}^3 f_{cd,i} S_{ci}}{\sum_{i=1}^3 S_{ci}}, \quad f_{cd,red} = 11,8 \text{ МПа}.$$

Вычисляем высоту сжатой зоны элемента

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} K_s A_{s1}}{\alpha f_{cd,red} b} = \frac{339 \cdot 0,87 \cdot 1606}{1,0 \cdot 11,8 \cdot 200} = 200 \text{ мм}.$$

Точность вычисления составляет  $\Delta = \frac{300 - 200}{200} \cdot 100\% = 50\% > 5\%$ .

Принимаем высоту сжатой зоны  $x_{eff} = 200$  мм и повторяем расчет. При этом изменится значение толщины слоя, учитываемого в расчете, по которому проходит нижняя граница сжатой зоны:  $h_3 = 50$  мм,  $S_{c3} = 3,25 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$ .

Тогда

$$f_{cd,red} = \frac{\sum_{i=1}^3 f_{cd,i} S_{ci}}{\sum_{i=1}^3 S_{ci}}, \quad f_{cd,red} = 11,2 \text{ МПа},$$

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} K_s A_{s1}}{\alpha f_{cd,red} b} = \frac{339 \cdot 0,87 \cdot 1606}{1,0 \cdot 11,2 \cdot 200} = 210 \text{ мм}.$$

Точность вычисления составляет  $\Delta = \frac{210 - 200}{210} \cdot 100\% = 4,7\% < 5\%$ .

Относительная высота сжатой зоны бетона и ее граничное значение равны:

$$\xi = \frac{x_{eff}}{h - c} = \frac{210}{500 - 50} = 0,467; \quad \xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{1,7 + 3,5} = 0,673,$$

где  $\varepsilon_{cu2} = 3,5\%$  находим по [8, табл. 6.1];

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{339}{2 \cdot 10^5} = 1,7\%.$$

Поскольку условие  $\xi = 0,467 \leq \xi_{lim} = 0,673$  выполняется, продольная арматура достигает в предельной стадии предельных деформаций. Прочность железобетонного элемента по нормальному сечению составляет

$$M_{Rd} = \alpha f_{cd,red} b x_{eff} (d - 0,5 x_{eff}),$$

$$M_{Rd} = 1,0 \cdot 11,2 \cdot 200 \cdot 210 \cdot (450 - 0,5 \cdot 210) = 162 \text{ кНм}.$$

### Задачи для самостоятельного решения

**№ 4.** Изгибаемый железобетонный элемент прямоугольного поперечного сечения ( $b = 300$  мм,  $h = 600$  мм) из тяжелого бетона с расчетным сопротивлением  $f_{cd} = 9,6$  МПа имеет арматуру в растянутой зоне  $4\text{Ø}25$  мм класса S500 ( $c = 50$  мм), в сжатой –  $2\text{Ø}20$  мм класса S500 ( $c_1 = 50$  мм). Расчетное сопротивление арматуры –  $f_{yd} = 365$  МПа. В процессе эксплуатации элемент получил повреждения в виде продольных трещин вдоль угловых стержней растянутой арматуры в зоне их анкеровки. Требуется определить прочность элемента по нормальному сечению.

№ 5. Железобетонная ребристая плита (рис. 5) с расчетным тавровым поперечным сечением с полкой в сжатой зоне ( $b_w = 140$  мм,  $h = 300$  мм,  $b_{eff} = 1460$  мм,  $h'_f = 30$  мм) выполнена из тяжелого бетона условного класса  $C'_{17,2}/21,5$ , армиро-

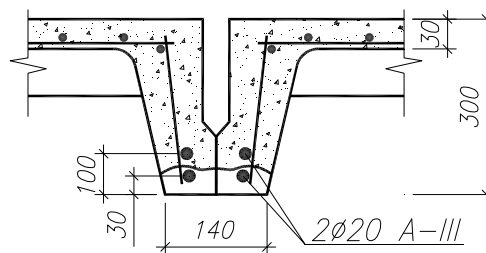


Рис. 5

вана согласно проектным данным арматурой класса А-III с результатами испытаний на растяжение: среднее значение предела текучести 5 отобранных образцов составляет 560 МПа. Нижние стержни поражены коррозией с уменьшением поперечного сечения более 50%. Требуется определить прочность элемента по нормальному сечению.

№ 6. Железобетонная колонна расчетной длиной  $l_o = 7,2$  м многоэтажного рамного каркаса прямоугольного поперечного сечения ( $b = 400$  мм,  $h = 600$  мм) из тяжелого бетона условного класса  $C'_{33,6}/42$  армирована симметрично расположенной в сечении арматурой в сжатой и растянутой зонах по  $2\phi 18$  мм S500 ( $f_{yd} = 450$  МПа,  $c = 50$  мм,  $c_1 = 50$  мм). В расчетном сечении действует продольная сила  $N_{sd} = 2000$  кН и изгибающий момент  $M_{sd} = 450$  кНм, определенный с учетом случайного эксцентриситета и влияния продольного изгиба. В процессе эксплуатации колонна под воздействием коррозии получила повреждения мест сварки поперечной и наиболее сжатой продольной арматуры. Требуется проверить прочность колонны по нормальному сечению.

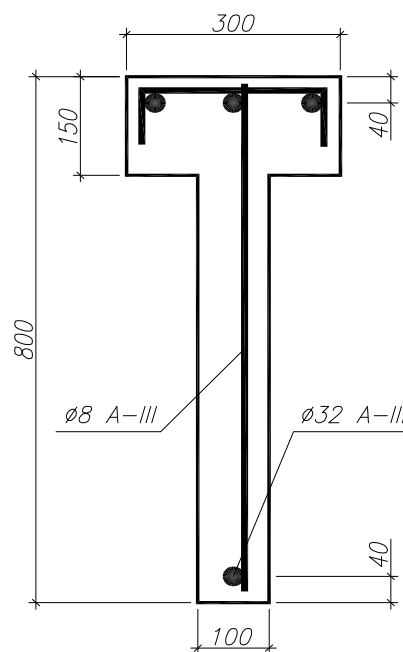


Рис. 6

№ 7. Железобетонная балка покрытия поперечного сечения (рис. 6) из тяжелого бетона условного класса  $C'_{17,5}/21,9$  армирована поперечными стержнями  $\phi 8$  мм А-III ( $f_{yk} = 450$  МПа,  $E_s = 2 \cdot 10^5$  МПа) с шагом  $s = 100$  мм, приваренными по концам к продольной арматуре  $\phi 32$  мм. Временная равномерно распределенная нагрузка –  $q = 10,8$  кН/м, постоянная с учетом собствен-

ного веса балки –  $g = 33$  кН/м. Поперечная сила у края опоры равна  $V_{sd} = 180$  кН. При обследовании балки установлено, что в результате коррозии мест сварки поперечной арматуры с продольной в нижней части ребра нарушена анкеровка поперечной арматуры с одного конца. Требуется проверить прочность балки на действие поперечной силы.

**ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 3. Поверочные расчеты прочности, трещиностойкости и жесткости железобетонных конструкций по результатам их обследования на основе деформационной модели (с применением ЭВМ)**

*Цель занятия:* научиться выполнять поверочные расчеты прочности, трещиностойкости и жесткости эксплуатируемых железобетонных конструкций с учетом их фактического технического состояния, установленного при обследовании, на основе деформационной модели с использованием прикладных программ расчета на ЭВМ.

**Исходные алгоритмы, рабочие формулы для расчета.** В основе определения параметров напряженно-деформированного состояния эксплуатируемых железобетонных элементов на базе деформационной модели с использованием диаграмм «напряжение-деформация» для бетона и арматуры лежит применение коэффициентов условий работы к расчетному сопротивлению и площади поперечного сечения арматуры, а также учет дефектов и повреждений бетона поперечных сечений элементов.

Деформационная модель позволяет производить поверочные расчеты железобетонных элементов произвольной формы поперечного сечения из тяжелых и легких бетонов с различными физико-механическими характеристиками бетона по сечению элемента и произвольным расположением арматуры любых классов, включая предварительно напряженную.

В программе «БЕТА», кроме величины внутренних усилий ( $M_{Rd}, N_{Rd}$ ), соответствующих пределу прочности элемента по сечению, нормальному к его продольной оси, вычисляются внутренние усилия ( $M_{cr}$ ), соответствующие образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента, а также ширина их раскрытия ( $w_k$ ). На любых этапах работы (с трещинами, без трещин, в предельной стадии) при заданных внутренних усилиях ( $M_{sd}, N_{sde}$ ) вычисляется кривизна железобетонного элемента.

Для изгибаемых железобетонных элементов, работающих как свободно опертые или консольные балки с расчетным пролетом (вылетом)  $l_{eff}$ , прогиб определяется по формуле

$$a_{\max} = \alpha_k \left( \frac{1}{r} \right) l_{eff}^2, \quad (1)$$

где  $\left( \frac{1}{r} \right)$  – кривизна элемента в сечении с максимальным изгибающим моментом от нагрузки, при которой определяется прогиб;  $\alpha_k$  – коэффициент, принимаемый по табл. 4.

Таблица 4

**Коэффициент  $\alpha_k$  для определения прогибов изгибаемых элементов**

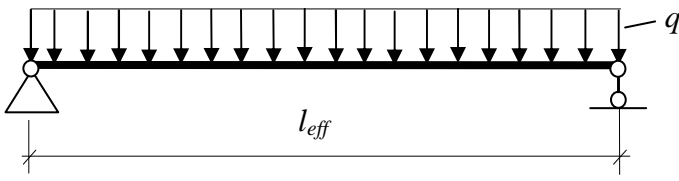
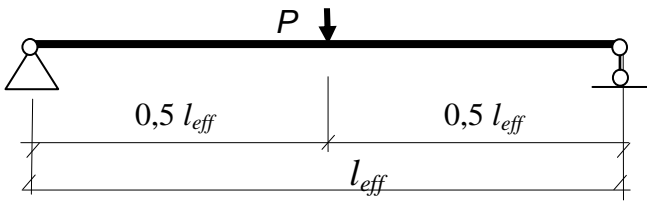
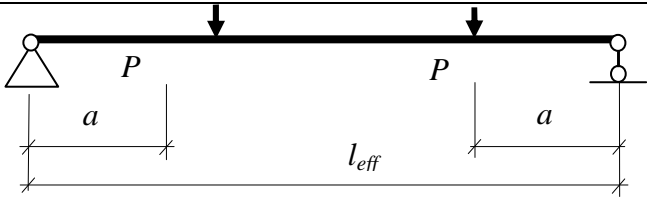
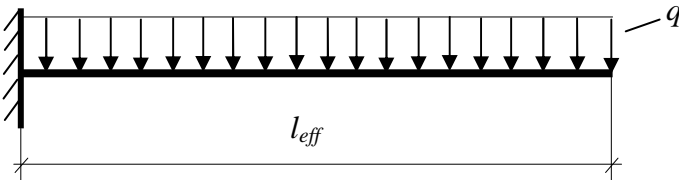
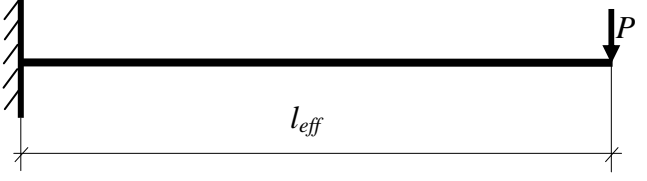
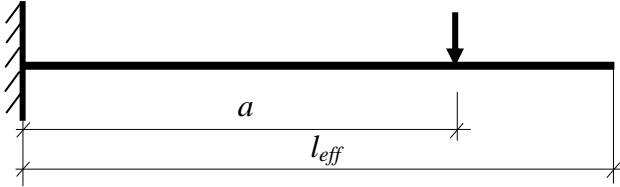
Схема нагружения балки	Коэффициент $\alpha_k$
	$\frac{5}{48}$
	$\frac{1}{12}$
	$\frac{1}{8} - \frac{a^2}{6l_{eff}^2}$
	$\frac{1}{4}$
	$\frac{1}{3}$

Схема загрузки балки	Коэффициент $\alpha_k$
	$\frac{a}{6l_{eff}} \left( 3 - \frac{a}{l_{eff}} \right)$

Примечание. В случае загрузки изгибаемого элемента одновременно по нескольким схемам  $\alpha_k = \frac{\sum_{i=1}^n \alpha_{k,i} M_i}{\sum_{i=1}^n M_i}$ , а кривизна  $\left(\frac{1}{r}\right)$  определяется для суммарного изгибающего момента.

Расчет на основе деформационной модели позволяет получить распределение по поперечному сечению относительных деформаций и напряжений на любой стадии работы железобетонного элемента.

Варьируя параметрами сечения железобетонного элемента и последовательно производя расчеты с построением графика, можно наглядно продемонстрировать степень влияния дефектов и повреждений на прочность, жесткость и трещиностойкость элемента.

Поверочный расчет железобетонного элемента по нормальному сечению на аварийность (установление категории состояния V или IV) для усилий от фактически действующих нагрузок производится по диаграммам деформирования бетона и арматуры при средних значениях их прочностных характеристик.

**Пример 5.** При обследовании установлено, что в результате воздействия высокой температуры при пожаре условный класс бетона железобетонной балки различается по высоте в соответствии с рис. 4 ( $C'_{13,4}/16,8$ ,  $C'_{16,6}/20,7$ ,  $C'_{21,7}/27,2$ ,  $C'_{24}/30$ ). Требуется проверить прочность балки при длительном действии расчетной равномерно распределенной нагрузки  $q = 32$  кН/м, прогиб и ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, в зоне действия максимального изгибающего момента от нормативной нагрузки  $q_n = 24$  кН/м. Класс конструкции по условиям эксплуатации – ХС3 ( $w_{lim} = 0,3$  мм). Предельно допустимый прогиб балки со-

гласно [13, раздел 10]  $a_{\text{lim}} = \frac{l_{\text{eff}}}{200}$ . Размеры сечения элемента:  $b = 200$  мм,  $h = 500$  мм,  $h_f = 200$  мм,  $b_f = 500$  мм,  $c = 50$  мм. Расчетный пролет свободно опертой балки  $l_{\text{eff}} = 5,8$  м. Элемент армирован стержневой арматурой 2Ø32 мм (исходная площадь поперечного сечения продольной арматуры  $A_{s1} = 1606$  мм<sup>2</sup>,  $K_s = 0,87$ ) с нормативным сопротивлением  $f_{yk} = 390$  МПа, установленным по результатам испытаний.

Вычисляем значение максимального изгибающего момента в балке от расчетной и нормативной равномерно распределенных нагрузок:

$$M_{Sd} = \frac{ql_{\text{eff}}^2}{8} = \frac{32 \cdot 5,8^2}{8} = 135 \text{ кНм}, \quad M_{Sd,n} = \frac{q_n l_{\text{eff}}^2}{8} = \frac{24 \cdot 5,8^2}{8} = 101 \text{ кНм}.$$

После ввода исходных данных в соответствии с требованиями программы расчета параметров напряженно-деформированного состояния в нормальном сечении железобетонного элемента «БЕТА», в которой реализована деформационная модель, и выполнения расчета на ЭВМ, получаем следующие результаты:

- изгибающий момент, соответствующий прочности железобетонной балки по нормальному сечению  $M_{Rd} = 158,1$  кНм  $>$   $M_{Sd} = 151,5$  кНм – прочность балки обеспечена, (на рис. 7 для железобетонной балки представлено распределение по сечению относительных деформаций и напряжений в предельной стадии, точка на диаграмме деформирования арматуры демонстрирует достижение стержнем арматуры расчетного сопротивления при растяжении);

- ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси балки, от действия нормативной нагрузки  $w_k = 0,16$  мм  $<$   $w_{\text{lim}} = 0,3$  мм – требуемая трещиностойкость балки обеспечена;

- по кривизне  $\left(\frac{1}{r}\right) = 4,219 \cdot 10^{-6}$  мм<sup>-1</sup> от действия нормативной нагрузки и формуле (1) вычисляем максимальное значение прогиба балки:

$$a_{\text{max}} = \alpha_k \left(\frac{1}{r}\right) l_{\text{eff}}^2 = \frac{5}{48} \cdot 4,219 \cdot 10^{-6} \cdot 5800^2 = 15 \text{ мм} < a_{\text{lim}} = \frac{l_{\text{eff}}}{200} = \frac{5800}{200} = 29 \text{ мм} –$$

требуемая жесткость балки обеспечена.

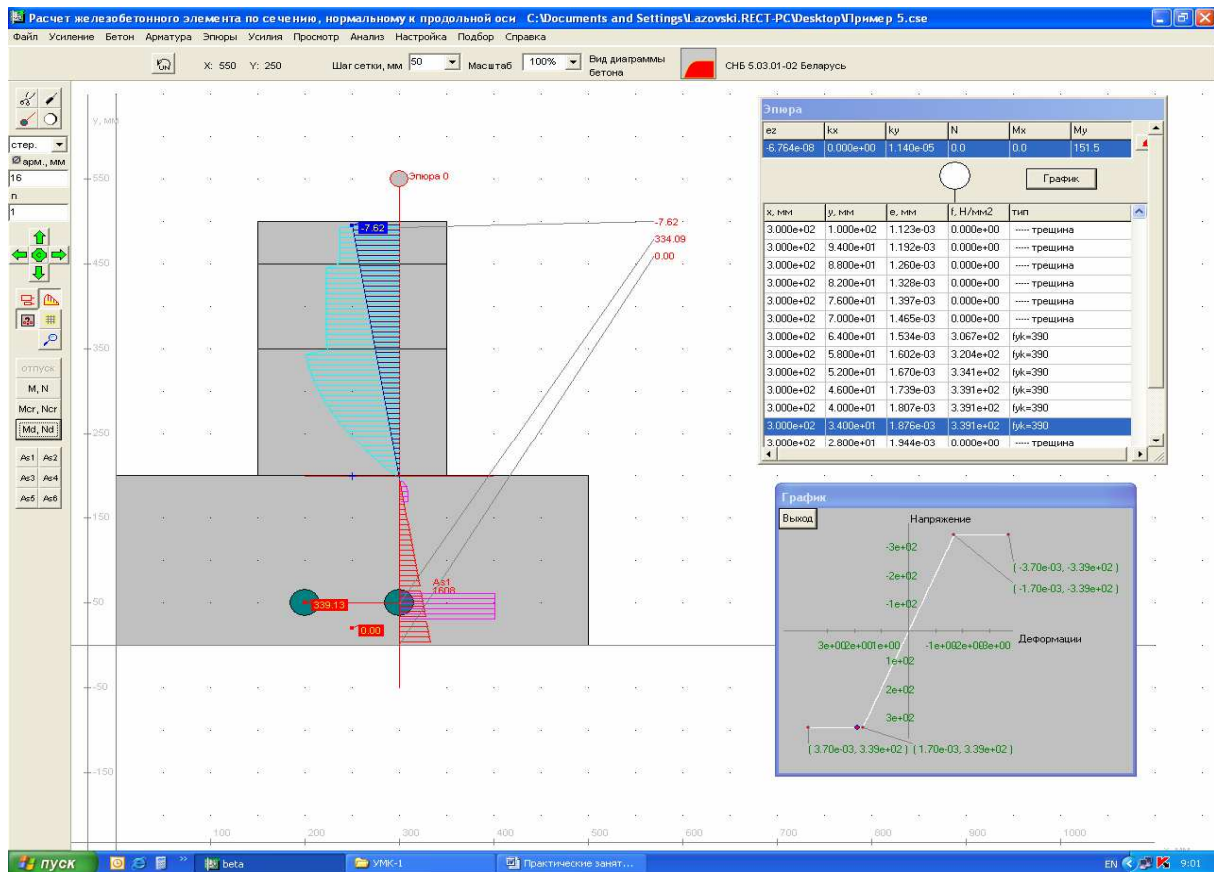


Рис. 7

### Задачи для самостоятельного решения

№ 8. Железобетонная балка прямоугольного поперечного сечения ( $b = 300$  мм,  $h = 600$  мм) из тяжелого бетона условного класса  $C'_{9,6/12}$ , установленного при обследовании, имеет согласно проектным данным [8] арматуру в растянутой зоне  $4\text{Ø}25$  мм класса  $S500$  ( $c = 50$  мм), в сжатой –  $2\text{Ø}20$  мм класса  $S500$  ( $c_1 = 50$  мм). В процессе эксплуатации балка получила повреждения в виде уменьшения площади поперечного сечения в результате коррозии в зоне действия максимального изгибающего момента  $K_s = 0,82$ . Требуется определить прочность балки по нормальному сечению, а также прогиб и ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, в зоне действия максимального изгибающего момента от нормативной длительной нагрузки  $q_n = 35$  кН/м, равномерно распределенной по длине балки пролетом  $l_{eff} = 5,9$  м.



**№ 9.** Железобетонная колонна расчетной длиной  $l_o = 7,2$  м многоэтажного рамного каркаса прямоугольного поперечного сечения ( $b = 400$  мм,  $h = 600$  мм) из тяжелого бетона класса В40 (СНиП 2.03.01-84\*) армирована симметрично расположенной в сечении арматурой в сжатой и растянутой зоне по  $2\varnothing 18$  мм А-III (СНиП 2.03.01-84\*) ( $c = c_1 = 50$  мм). В расчетном сечении действует продольная сила  $N_{sd} = 2000$  кН и изгибающий момент  $M_{sd} = 450$  кНм, определенный с учетом случайного эксцентриситета и влияния продольного изгиба. В процессе эксплуатации колонна под воздействием коррозии получила повреждения мест сварки поперечной и наиболее сжатой продольной арматуры. Требуется проверить прочность колонны по нормальному сечению.

**№ 10.** Свободно опертая железобетонная балка расчетным пролетом  $l_{eff} = 5,8$  м, нагруженная сосредоточенной силой в середине пролета, запроектирована по ранее действовавшим нормам (СНиП II-21-75) и имеет следующие проектные данные:  $b = 200$  мм,  $h = 500$  мм,  $c = 50$  мм,  $c_1 = 30$  мм, бетон марки М250, арматура класса А-III: в сжатой зоне –  $2\varnothing 20$  мм, в растянутой –  $2\varnothing 25$  мм. При обследовании выявлены в зоне действия максимального изгибающего момента повреждения сжатой зоны в виде отколов ребер (рис. 8) с оголением и коррозией арматуры, а также разрушением мест сварки вертикальной и горизонтальной поперечной арматуры с продольной. Класс конструкции по условиям эксплуатации – ХС3. Требуется проверить прочность балки по нормальному сечению ( $P = 75$  кН), а также прогиб и ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси балки, в зоне действия максимального изгибающего момента от нормативной длительной нагрузки  $P_n = 60$  кН.

**№ 11.** Балка перекрытия из бетона марки М200 (СНиП II-В.1-62\*), с арматурой с нормативным сопротивлением  $f_{yk} = 390$  МПа, определенным в результате испытаний вырезанных образцов, и размерами поперечного сечения в соответствии с рис. 9. Максимальный изгибающий момент от фактической длительно действующей нагрузки составляет  $M_{sd,n} = 140$  кНм. Требуется произвести расчет конструкции на аварийность.

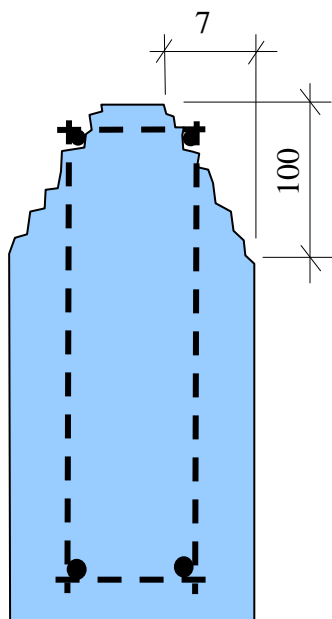


Рис. 8

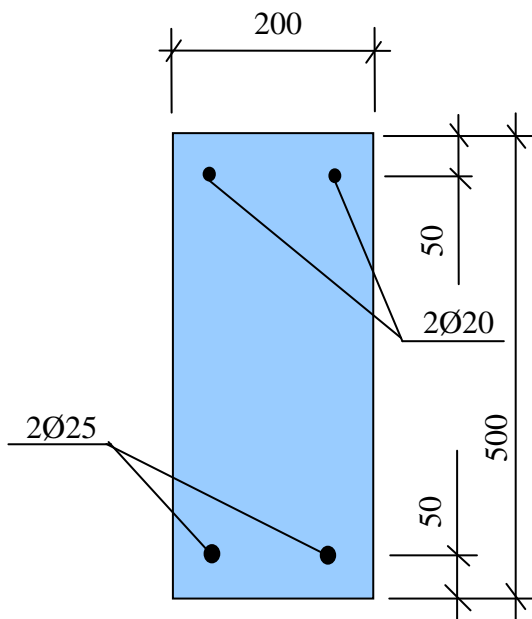


Рис. 9

#### ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 4. Поверочные расчеты прочности каменных конструкций по результатам их обследования

*Цель занятия:* научиться по результатам испытаний и проектным данным определять расчетные характеристики материалов эксплуатируемых каменных и армокаменных конструкций, производить их поверочные расчеты прочности с учетом фактического технического состояния, установленного при обследовании.

**Исходные алгоритмы, рабочие формулы для расчета.** Расчетные характеристики кладки для поверочных расчетов эксплуатируемых каменных и армокаменных конструкций определяются в соответствии со схемой рис. 10.

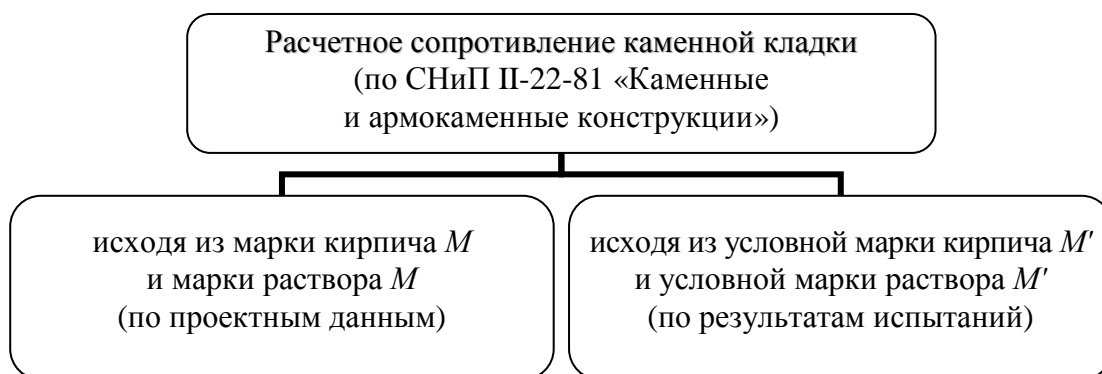


Рис. 10

Условная марка кирпича, а также раствора по результатам испытаний устанавливается как среднее значение единичных испытаний. В случае испытаний на сжатие пластинок раствора, отобранных из швов кладки, применяется понижающий коэффициент 0,7.

Расчетное сопротивление каменной кладки по условным маркам кирпича и раствора, не совпадающим со значениями параметрического ряда [12, табл. 2], вычисляется линейной интерполяцией между ближайшими параметрическими значениями по формуле (2) в соответствии со схемой, изображенной на рис. 11.

$$R = R_{(i-1),(j-1)} + \chi_{сжс} \cdot \Delta R_1 + \chi_p \cdot [\Delta R_2 + \chi_{сжс} \cdot (\Delta R_3 - \Delta R_1)], \quad (2)$$

где  $\chi_{сжс} = \frac{M' - M_{(i-1)}}{M_{(i+1)} - M_{(i-1)}}; \chi_p = \frac{M' - M_{(i-1)}}{M_{(i+1)} - M_{(i-1)}; \Delta R_1 = R_{(i-1),(j+1)} - R_{(i-1),(j-1)};$

$$\Delta R_2 = R_{(i+1),(j-1)} - R_{(i-1),(j-1)}; \Delta R_3 = R_{(i+1),(j+1)} - R_{(i+1),(j-1)}.$$

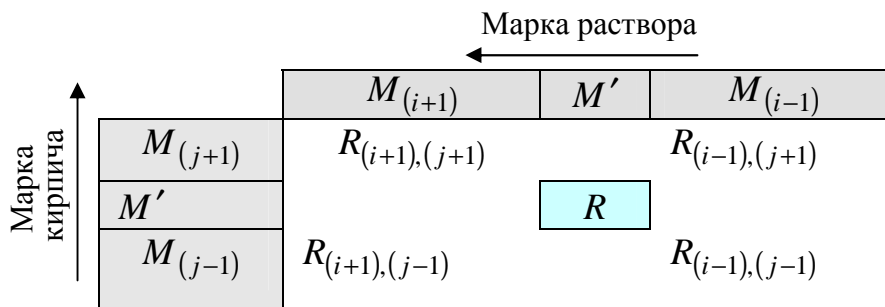


Рис. 11

В основе решения задач по определению прочности каменных и армокаменных элементов лежит применение методики расчета действующих норм с использованием ряда коэффициентов условий работы к расчетному сопротивлению каменной кладки  $R$ , учитывающих дефекты и повреждения эксплуатируемых элементов (см. табл. 5.1).

При местном разрушении каменной кладки конструкции поперечный расчет производится при фактических геометрических размерах поперечного сечения за вычетом разрушенного участка. При одностороннем уменьшении поперечного сечения в поперечном расчете следует учитывать фактический эксцентриситет действующих продольных усилий.

Поверочный расчет каменных и армокаменных конструкций на аварийность производится для усилий от фактически действующих нагрузок при средних значениях прочностных характеристик каменной кладки и арматуры (для армокаменных конструкций).

**Пример 6.** Центральнo-сжатый кирпичный столб прямоугольного поперечного сечения с размерами 1030 × 510 мм, высотой 6 м из обыкновенного глиняного кирпича пластического прессования в процессе эксплуатации получил повреждения в виде силовых волосных вертикальных трещин, пересекающих менее 4-х рядов кладки. Результаты испытаний на сжатие кирпича и раствора:

$$R_{сж} = \begin{cases} 112 \\ 127 \\ 148 \\ 138 \\ 149 \end{cases} \text{ кг/см}^2, \quad R_p = \begin{cases} 52,8 \\ 56,7 \\ 57,9 \\ 68,6 \\ 49,8 \end{cases} \text{ кг/см}^2.$$

Требуется проверить прочность столба при действии кратковременной нагрузки  $N_{sd} = 700$  кН.

Вычисляем среднее значение прочности кирпича и раствора при сжатии:

$$\bar{R}_{сж} = \frac{1}{5} \sum_{i=1}^5 R_{сж,i} = \frac{1}{5} (112 + 127 + 148 + 138 + 149) = 135 \text{ кг/см}^2,$$

проверяем условие

$$\frac{R_{сж(\max)} - R_{сж(\min)}}{\bar{R}_{сж}} = \frac{149 - 112}{135} = 0,27 \leq q = 0,31 \text{ (табл. 1) – выполняется.}$$

$$\bar{R}_p = \frac{1}{5} \sum_{i=1}^5 R_{p,i} = \frac{1}{5} (52,8 + 56,7 + 57,9 + 68,6 + 49,8) = 57,2 \text{ кг/см}^2,$$

$$\frac{R_{p(\max)} - R_{p(\min)}}{\bar{R}_p} = \frac{68,6 - 49,8}{57,2} = 0,33 > q = 0,31 \text{ – не выполняется.}$$

Исключаем из расчета максимальное значение прочности раствора  $R_{p(\max)} = 68,6 \text{ кг/см}^2$  и повторяем расчет:

$$\bar{R}_p = \frac{1}{4} \sum_{i=1}^4 R_{p,i} = \frac{1}{4} (52,8 + 56,7 + 57,9 + 49,8) = 54 \text{ кг/см}^2; \quad 0,7 \cdot 54 = 38 \text{ кг/см}^2.$$

Таким образом, при сжатии условные марки кирпича и раствора соответственно равны:  $M'135$  и  $M'38$ . Далее линейной интерполяцией между ближайшими параметрическими значениями [12, табл. 2] по формуле (2) определяем расчетное сопротивление кирпичной кладки при сжатии:

$$k_{сж} = \frac{M' - M_{(i-1)}}{M_{(i+1)} - M_{(i-1)}} = \frac{135 - 125}{150 - 125} = 0,4; \quad k_p = \frac{M' - M_{(i-1)}}{M_{(i+1)} - M_{(i-1)}} = \frac{38 - 25}{50 - 25} = 0,52,$$

$$\Delta R_1 = R_{(i-1),(j+1)} - R_{(i-1),(j-1)} = 1,5 - 1,4 = 0,1;$$

$$\Delta R_2 = R_{(i+1),(j-1)} - R_{(i-1),(j-1)} = 1,7 - 1,4 = 0,3;$$

$$\Delta R_3 = R_{(i+1),(j+1)} - R_{(i+1),(j-1)} = 1,8 - 1,7 = 0,1.$$

$$\begin{aligned} R &= R_{(i-1),(j-1)} + k_{сж} \cdot \Delta R_1 + k_p \cdot [\Delta R_2 + k_{сж} \cdot (\Delta R_3 - \Delta R_1)] = \\ &= 1,4 + 0,4 \cdot 0,1 + 0,52 \cdot [0,3 + 0,4 \cdot (0,1 - 0,1)] = 1,6 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Упругая характеристика  $\alpha$  для кладки из глиняного кирпича пластического прессования и условной марки раствора М38 согласно [12, табл. 15] равна  $\alpha = 1000$ . При минимальном значении гибкости столба  $\lambda_h = l_o/b = 6000/510 = 11,76$  и упругой характеристике  $\alpha = 1000$  по [12, табл. 18] линейной интерполяцией определяем коэффициент продольного изгиба  $\phi = 0,845$ . При наличии силовых трещин, пересекающих менее 4-х рядов кладки,  $K_{mp} = 0,75$ .

Проверяем условие прочности столба при центральном сжатии:

$$N_{Rd} = m_g \phi K_{mp} R A = 1 \cdot 0,845 \cdot 0,75 \cdot 1,6 \cdot (1030 \cdot 510) = 532 \text{ кН} < N_{sd} = 700 \text{ кН}.$$

При заданной нагрузке прочность столба не обеспечена – требуется его усиление.

### Задачи для самостоятельного решения

**№ 12.** Центральна-нагруженный кирпичный столб квадратного поперечного сечения с размерами  $770 \times 770$  мм, высотой 4 м из обыкновенного глиняного кирпича пластического прессования в процессе эксплуатации по всей высоте получил повреждения в результате размораживания в виде разрушения наружного слоя кладки по периметру сечения на глубину до половины кирпича. Результаты испытаний на сжатие кирпича и раствора:

$$R_{сж} = \begin{cases} 96 \\ 112 \\ 88 \\ 118 \\ 102 \end{cases} \text{ кг/см}^2, \quad R_p = \begin{cases} 32,8 \\ 36,7 \\ 37,9 \\ 28,6 \\ 35,8 \end{cases} \text{ кг/см}^2.$$

Требуется определить прочность столба при действии длительной нагрузки ( $m_g = 0,85$ ).

**№ 13.** Для исходных данных примера б проверить прочность столба при действии длительной нагрузки  $N_{sd} = 400$  кН,  $m_g = 0,8$ , если в процессе эксплуатации он отклонился от вертикали в верхнем сечении в направлении меньшей стороны на 120 мм.

**№ 14.** Централь-но-нагруженный кирпичный столб квадратного поперечного сечения с размерами  $510 \times 510$  мм, высотой 3 м из обыкновенного глиняного кирпича пластического прессования условной марки на сжатие  $M'120$  и цементно-песчаного раствора условной марки  $M'65$  имеет сетчатое армирование из круглой стали с расчетным сопротивлением  $R_s = 210$  МПа (процент армирования кладки по объему  $\mu = 2$  %), в процессе эксплуатации получил повреждения в виде одностороннего разрушения наружного слоя кладки на глубину до половины кирпича. Требуется определить прочность столба при действии длительной нагрузки ( $m_g = 0,85$ ).

## ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 5. Поверочные расчеты прочности и жесткости металлических конструкций по результатам их обследования

*Цель занятия:* научиться по результатам испытаний и проектным данным определять расчетные характеристики металла эксплуатируемых металлических конструкций, производить их поверочные расчеты прочности и жесткости с учетом дефектов и повреждений, установленных при обследовании.

**Исходные алгоритмы, рабочие формулы для расчета.** Расчетное сопротивление металла для поверочных расчетов эксплуатируемых металлических конструкций по прочности определяется с учетом коэффициента надежности  $\gamma_m$  исходя из его нормативного значения, установленного по проектным данным (при их наличии и соответствии им металла эксплуатируемой конструкции) или по результатам статистической обработки испытаний вырезанных образцов по формуле

$$R_n = \sigma_m - \alpha_s S_R, \quad (3)$$

где  $\sigma_m$  – среднее арифметическое значение предела текучести или временного сопротивления по данным  $n$  испытаний,  $S_R$  – среднее квадратическое отклонение результатов испытаний,  $\alpha_s$  – коэффициент, учитывающий объем испытаний и определяемый по табл. 5 или по формуле  $\alpha_s = 1,65 \left( 1 + \frac{1,28}{\sqrt{n}} + \frac{1,5}{n} \right)$ .

Коэффициент  $\alpha_s$ 

$n$	10	12	14	16	18	20	30	40 и более
$\alpha_s$	2,911	2,736	2,614	2,524	2,453	2,396	2,220	2,125

Нормативное сопротивление металла, вычисленное по формуле (3), допускается использовать при условии  $S_R/\sigma_m \leq 0,1$ . Большой разброс свойств образцов свидетельствует о том, что они не относятся к одной партии металла.

В основе решения задач по расчету прочности стальных элементов лежит применение методики расчета действующих норм с использованием коэффициентов условий работы к расчетному сопротивлению стали, учитывающих дефекты и повреждения эксплуатируемых элементов.

При равномерном коррозионном износе стальных элементов из прокатных профилей расчетные геометрические характеристики поперечного сечения допускается определять по формулам:

$$A = (1 - k_{SA} \cdot \Delta^*) A_o, \quad (4)$$

$$W = (1 - k_{SW} \cdot \Delta^*) W_o, \quad (5)$$

где  $A_o, W_o$  – площадь поперечного сечения момент сопротивления без учета коррозионных повреждений,  $\Delta^*$  – глубина проникновения коррозии,  $k_{SA}, k_{SW}$  – коэффициенты уменьшения вследствие коррозии соответственно площади поперечного сечения и момента сопротивления:

$$k_{SA} = \begin{cases} 1/t & \text{– для замкнутых профилей,} \\ 2/t & \text{– для уголков,} \\ 4/(t + d) & \text{– для швеллеров и двутавров;} \end{cases} \quad (6)$$

$t$  и  $d$  – исходные толщины полки и стенки соответственно (мм).

Коэффициент  $k_{SW}$  для некоторых типоразмеров прокатных профилей приведен в табл. 6 и 7.

Таблица 6

Коэффициент  $k_{SW}$  для швеллеров (ГОСТ 8240-72\*)

№ профиля	12	14	16	16a	18	20	22	24	27	30	36
$k_{SWx}$	0,29	0,28	0,27	0,25	0,26	0,25	0,24	0,23	0,22	0,21	0,18
$k_{SWy}$	0,27	0,26	0,25	0,24	0,25	0,24	0,23	0,22	0,20	0,19	0,17

Коэффициент  $k_{SW}$  для двутавров (ГОСТ 8239-72\*)

№ профиля	20	22	24	27	27a	30	30a	36	40	50	60
$k_{SWx}$	0,26	0,25	0,24	0,23	0,22	0,22	0,21	0,18	0,17	0,15	0,13
$k_{SWy}$	0,24	0,23	0,21	0,20	0,20	0,20	0,19	0,16	0,15	0,13	0,11

При местном разрушении металла элемента поперечный расчет производится при фактических геометрических размерах поперечного сечения за вычетом разрушенного участка при фактическом эксцентриситете действующих продольных усилий.

Прогиб изгибаемых стальных элементов, вычисленный по формуле (1), не должен превышать предельно допустимый [13, раздел 10]. Кривизна в сечении с максимальным изгибающим моментом от нормативной нагрузки  $M$  определяется по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \frac{M}{EI}. \quad (7)$$

Момент инерции поперечного сечения  $I$  вычисляется с учетом дефектов и повреждений, установленных при обследовании.

**Пример 7.** Стойка высотой  $l_{eff} = 6$  м из двутавра № 27a ( $A_o = 54,6$  см<sup>2</sup>,  $W_o = 485$  см<sup>3</sup>,  $i_{x,o} = 10,9$  см,  $t = 13,7$  мм,  $d = 8,5$  мм) эстакады, построенной в 1975 г. и эксплуатирующейся в среднеагрессивной среде, получила общее искривление на момент обследования  $f'_{uz} = 6$  см при нагрузке  $N'_o = 400$  кН и равномерный по поперечному сечению коррозионный износ с глубиной проникновения коррозии  $\Delta^* = 1,5$  мм. Установить возможность дальнейшей эксплуатации стойки при расчетной нагрузке  $N = 500$  кН. Из поясов стоек у опор отобрано 14 образцов металла для испытаний. Среднее арифметическое значение предела текучести металла  $\sigma_m = 273$  МПа,  $S_R = 18,4$  МПа.

Проверяем условие  $S_R / \sigma_m = 18,4 / 273 = 0,067 \leq 0,1$  – выполняется.

Для  $n = 14$  по табл. 5  $\alpha_s = 2,614$ , тогда нормативное сопротивление металла по пределу текучести вычисляем по формуле (3)

$$R_{yn} = \sigma_m - \alpha_s S_R = 273 - 2,614 \cdot 18,4 = 225 \text{ МПа}.$$

Коэффициент надежности по материалу  $\gamma_m = 1,1$  (в 1932 – 1982 гг.).



Расчетное сопротивление  $R_y = 225/1,1 = 205$  МПа.

Расчетные геометрические характеристики сечения вычисляются по формулам (4), (5):  $A = (1 - k_{SA} \cdot \Delta^*) A_o = (1 - 0,18 \cdot 1,5) \cdot 54,6 = 40 \text{ см}^2$ ,

$$k_{SA} = 4 / (t + d) = 4 / (13,7 + 8,5) = 0,18, \text{ по табл. 7 } k_{SW} = 0,22,$$

$$W = (1 - k_{SW} \cdot \Delta^*) W_o = (1 - 0,22 \cdot 1,5) \cdot 485 = 325 \text{ см}^3.$$

Так как  $k_{SA} \cdot \Delta^* = 0,18 \cdot 1,5 = 0,27 > 0,25$ , к расчетному сопротивлению металла для среднеагрессивной среды вводится понижающий коэффициент  $\gamma_d = 0,9$ , следовательно,  $R_y = 0,9 \cdot 205 = 185$  МПа.

Вычисляем радиус инерции для фактического поперечного сечения стойки с учетом ослабления коррозией ( $h = 27 - 2 \cdot 1,5 = 26,7$  см)

$$i_x = \sqrt{\frac{W}{A} \cdot \frac{h}{2}} = \sqrt{\frac{325}{40} \cdot \frac{26,7}{2}} = 10,4 \text{ см};$$

условную гибкость в плоскости искривления

$$\bar{\lambda} = \frac{l_{eff}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{600}{10,4} \cdot \sqrt{\frac{185}{2,1 \cdot 10^5}} = 1,71;$$

напряжения в момент замера искривления

$$\sigma' = \frac{N'_o}{A} = \frac{400 \cdot 10^3 \text{ Н}}{40 \cdot 100 \text{ мм}^2} = 100 \text{ МПа}.$$

Далее по формуле (6.5) вычисляем эксцентриситет  $e$  и приведенный относительный эксцентриситет  $m_{ef}$  от искривления стойки при действии сжимающего усилия  $N$  в предельном состоянии

$$\psi_o = 1 - 0,1 \bar{\lambda}^2 \left( \frac{\sigma'}{R_y} \right) = 1 - 0,1 \cdot 1,71^2 \cdot \left( \frac{100}{185} \right) = 0,842,$$

$$f_o = \psi_o f'_{uz} = 0,842 \cdot 6 = 5,05 \text{ см}, \quad m_f = \frac{f_o A}{W} = \frac{5,05 \cdot 40}{325} = 0,621.$$

Коэффициент влияния формы сечения определяем по [11, табл. 73]

$$\begin{aligned} \eta &= (1,75 - 0,1 m_f) - 0,02 \cdot (5 - m_f) \cdot \bar{\lambda} = \\ &= (1,75 - 0,1 \cdot 0,621) - 0,02 \cdot (5 - 0,621) \cdot 1,71 = 1,54. \end{aligned}$$

$$k = 0,82 + 0,1 \frac{\sqrt{\eta m_f}}{\bar{\lambda}} = 0,82 + 0,1 \cdot \frac{\sqrt{1,54 \cdot 0,621}}{1,71} = 0,877.$$

$$e = k \cdot f_o = 0,877 \cdot 5,05 = 4,43 \text{ см.}$$

Уточняем значение относительного эксцентриситета в предельном состоянии

$$m_f = \frac{eA}{W} = \frac{4,43 \cdot 40}{325} = 0,545.$$

Приведенный относительный эксцентриситет в предельном состоянии равен

$$m_{ef} = \eta \cdot m_f = 1,54 \cdot 0,545 = 0,839.$$

В соответствии с [11, табл. 74] для  $\bar{\lambda} = 1,71$  и  $m_{ef} = 0,839$  с учетом линейной интерполяции  $\varphi_e = 0,603$ . Проверяем условие устойчивости стойки как элемента, подверженного действию осевой силы с изгибом, при коэффициенте условий работы по [11, табл. 6\*, формула (51)] ( $\gamma_c = 0,95$ ).

$$\frac{N}{\varphi_e A} = \frac{500 \cdot 10^3}{0,603 \cdot 40 \cdot 100} = 207 \text{ МПа} > \gamma_c R_y = 0,95 \cdot 185 = 175 \text{ МПа}.$$

Условие не выполняется, стойку необходимо усилить.

### Задачи для самостоятельного решения

**№ 15.** Центральна-нагруженная колонна ( $\gamma_c = 0,95$ ) здания (1980 г.) высотой  $l_{eff} = 9$  м из сварного двутавра ( $A = 190 \text{ см}^2$ ,  $W = 2865 \text{ см}^3$ ,  $i = 19,5 \text{ см}$ ,  $h = 50 \text{ см}$ ) имеет общее искривление на момент обследования  $f'_{uz} = 4,5 \text{ см}$  при неизвестной нагрузке. Коэффициент влияния формы сечения вычисляется по формуле  $\eta = (1,75 - 0,1m_f) - 0,02 \cdot (5 - m_f) \cdot \bar{\lambda}$ . Выполнить проверку устойчивости колонны при расчетной нагрузке  $N = 1300 \text{ кН}$ . Нормативное сопротивление исходного металла по пределу текучести согласно проектным данным  $R_{yn} = 245 \text{ МПа}$ , модуль упругости  $E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ .

**№ 16.** Центральна-нагруженная колонна ( $\gamma_c = 0,95$ ) водонапорной башни из двутавра № 30К1 по ГОСТ 26020-83 ( $A_o = 108 \text{ см}^2$ ,  $I_x = 18110 \text{ см}^4$ ,  $I_y = 6080 \text{ см}^4$ ,  $t = 13,5 \text{ мм}$ ,  $d = 9 \text{ мм}$ , координаты наиболее напряженной точки  $x_c = 15 \text{ см}$ ,  $y_c = 15 \text{ см}$ ) на момент обследования имеет ослабление поперечного сечения в виде выреза одной из полок, выходящего на край

( $A^{осл} = 10 \text{ см}^2$ , координаты ослабления  $x^{осл} = 10 \text{ см}$ ,  $y^{осл} = 14,2 \text{ см}$ ). Выполнить проверку прочности колонны при расчетной нагрузке  $N = 1900 \text{ кН}$  ( $n = 1,5$ ,  $c_x = 1,04$ ,  $c_y = 1,47$ ) с использованием метода компенсирующих добавок. Нормативное сопротивление исходного металла по пределу текучести согласно проектным данным  $R_{yn} = 235 \text{ МПа}$  ( $\gamma_m = 1,05$ ).

**№ 17.** Выполнить проверку на хрупкую прочность центрально растянутой ( $N = 300 \text{ кН}$ ) подвески из листовой стали СтЗсп по ГОСТ 10706-76\* со следами гильотинной резки по краям с исходными размерами поперечного сечения  $b_o = 100 \text{ мм}$ ,  $t_o = 15 \text{ мм}$ , эксплуатирующейся в слабоагрессивной среде при расчетной температуре  $T = -27^\circ\text{C}$ . Подвеска на момент обследования имеет равномерный по поперечному сечению коррозионный износ с глубиной проникновения коррозии  $\Delta^* = 2 \text{ мм}$ . Расчетные сопротивления стали:  $R_y = 235 \text{ МПа}$ ,  $R_u = 350 \text{ МПа}$  ( $\gamma_u = 1,3$ ). Критическая температура хрупкости стали подвески  $T_{cr} = -29^\circ\text{C}$ .

## ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 6. Поверочные расчеты прочности и жесткости деревянных конструкций по результатам их обследования

*Цель занятия:* научиться по результатам испытаний и проектным данным определять расчетные прочностные характеристики древесины и расчетные геометрические характеристики поперечного сечения эксплуатируемых деревянных конструкций с учетом дефектов и повреждений, установленных при обследовании, производить их поверочные расчеты прочности и жесткости.

**Исходные алгоритмы, рабочие формулы для расчета.** Расчетное сопротивление древесины для поверочных расчетов эксплуатируемых деревянных конструкций по прочности определяется в соответствии со схемой, изображенной на рис. 12.

Значения расчетных сопротивлений приведены в [9, табл. 6.5] для древесины сосны, ели, лиственницы европейской в зависимости от ее сорта при влажности 12 %. Расчетные сопротивления других пород устанавливаются с учетом переходного коэффициента  $k_x = 0,65 \dots 2,2$ .

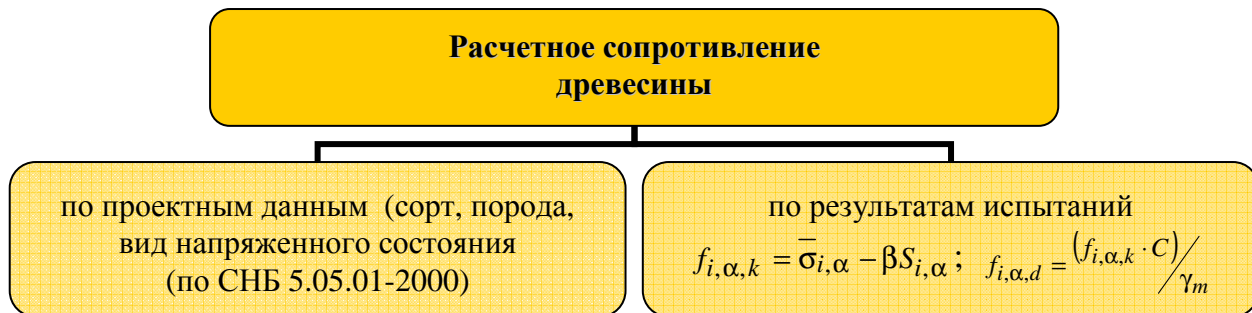


Рис.12

Коэффициент надежности по материалу допускается принимать:  $\gamma_m = 3,8$  – для изгиба,  $\gamma_m = 5,5$  – растяжения вдоль волокон,  $\gamma_m = 2,2$  – сжатия и смятия вдоль волокон,  $\gamma_m = 3,3$  – скалывания вдоль волокон,  $\gamma_m = 1,8$  – сжатия и смятия поперек волокон.

Коэффициент, учитывающий сортность древесины, равен:  $C = 1,0$  – для 1 сорта,  $C = 0,94$  – 2 сорта,  $C = 0,65$  – 3 сорта. Сортность древесины определяется по табл. 8.

Таблица 8

**Требования к пиломатериалам**

Наименование пороков	Норма пороков для древесины сорта		
	1	2	3
1. Гниль	не допускается		
2. Червоточина	не допускается	допускается только поверхностное	
3. Сучки, кроме несросшихся, рыхлых, загнивших, допускаются при условии, если на длине 20 см сумма размеров всех сучков на пласте и кромке не более	1/4 ширины (толщины)	1/3 ширины (толщины)	1/2 ширины
4. Сучки несросшиеся, рыхлые, загнившие при условии, если: а) размер сучка не превышает б) количество сучков на длине 1 м	не допускаются	20 мм	50 мм
	не допускаются	1 шт.	2 шт.
5. Сучки-пасынки	не допускаются	не нормируются	
6. Косослой на длине 1 м не более	7 см	10 см	15 см
7. Трещины в элементе: а) глубиной не более б) длиной не более	1/4 толщины	1/3 толщины	не нормируются
	1/4 длины элемента	1/3 длины элемента	не нормируются

Значение расчетного сопротивления древесины, установленного по проектным данным или по результатам статистической обработки испытаний, приведенным к влажности 12 %, уточняется с использованием следующих коэффициентов согласно [9]:

- $k_{\text{mod}} = 0,65 \dots 1,45$ . Учитывает условия эксплуатации и длительность действия нагрузки;
- $k_t = 1$  при  $t \leq +35^\circ\text{C}$ ,  $k_t = 0,8$  при  $t \leq +50^\circ\text{C}$ . Для промежуточных значений  $k_t$  принимается по линейной интерполяции. Коэффициент  $k_t$  учитывает повышенную температуру воздуха при эксплуатации;
- $k_h = 0,8 \dots 1,0$ . Учитывает особенность работы элемента высотой поперечного сечения более 0,5 м;
- $k_\delta = 0,95 \dots 1,1$ . Учитывает толщину слоя клееных элементов;
- $k_R = 0,6 \dots 1,0$ . Учитывает особенность работы гнутых элементов;
- $k_o = 0,8$ . Для растянутых элементов с ослаблением в расчетном сечении и изгибаемых элементов из круглых лесоматериалов с подрезкой в расчетном сечении;
- $k_s = 0,9$ . Для элементов, подвергнутых глубокой пропитке антипиренами под давлением.

Кроме того, в деревянных конструкциях построечного изготовления расчетное сопротивление древесины неклееных элементов на растяжение следует снижать на 30 %.

В основе решения задач по расчету прочности деревянных элементов лежит применение методики расчета действующих норм с использованием расчетных геометрических характеристик сечения и коэффициентов условий работы к расчетному сопротивлению древесины, учитывающих дефекты и повреждения эксплуатируемых деревянных элементов.

Прогиб изгибаемых деревянных элементов, вычисленный по формуле (1) при кривизне в сечении с максимальным изгибающим моментом по формуле (7), не должен превышать предельно допустимое значение по [13, раздел 10].

Для расчета прогиба изгибаемых деревянных элементов момент инерции поперечного сечения  $I$  принимается *brutto*. Модуль упругости древесины при расчете по предельным состояниям второй группы следует принимать: вдоль волокон  $E_0 = 10000$  МПа, поперек волокон  $E_{90} = 400$  МПа. В зависимости от условий эксплуатации и длительности

действия нагрузки модуль упругости древесины необходимо умножить на коэффициент  $k_{mod}$ , а для конструкций, подвергающихся воздействию повышенной температуры – на коэффициент  $k_t$ .

**Пример 8.** Централь-растянутый нижний пояс квадратного поперечного сечения с размерами  $b \times h = 150 \times 150$  мм деревянной фермы имеет два сквозных взаимно перпендикулярных отверстия квадратного поперечного сечения с размерами  $30 \times 30$  мм, расположенные в разных поперечных сечениях на длине 200 мм (рис. 13). Ферма эксплуатируется внутри неотапливаемого помещения при относительной влажности воздуха свыше 75 %. Требуется выполнить проверку прочности нижнего пояса при действии длительной нагрузки (собственный вес конструкций покрытия + снег)  $N_d = 100$  кН. Согласно проектным данным деревянная ферма выполнена в заводских условиях, порода древесины – сосна, 1 сорт. Нормативное сопротивление древесины в результате статистической обработки испытаний при влажности 12 % с обеспеченностью 0,95  $f_{t,0,k} = 48$  МПа,  $\gamma_n = 0,95$ .

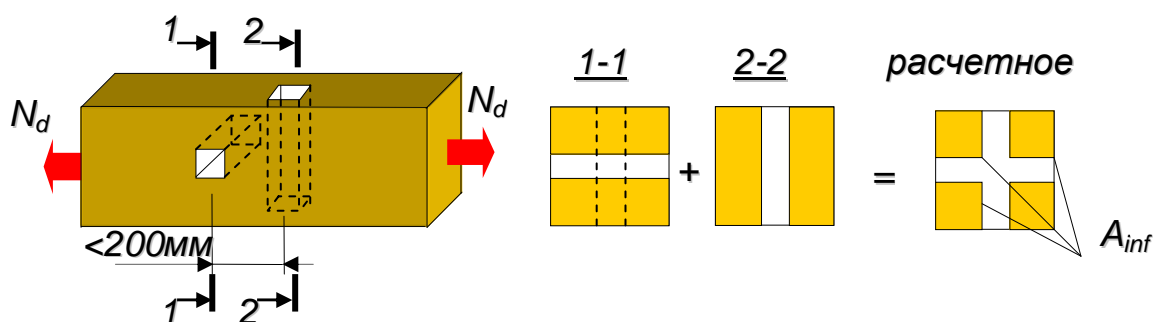


Рис. 13

Определяем расчетное сопротивление древесины по формуле (7.1)

$$f_{t,0,d} = \frac{(f_{t,0,k} \cdot C)}{\gamma_m} = \frac{(48 \cdot 1,0)}{5,5} = 8,7 \text{ МПа} < 10 \text{ МПа}.$$

С учетом коэффициента надежности по назначению в поверочном расчете принимаем  $f_{t,0,d} = \frac{8,7}{\gamma_n} = \frac{8,7}{0,95} = 9,2 \text{ МПа}.$

С учетом коэффициентов условий работы деревянного элемента (по [9, табл. 6.4]  $k_{mod} = 0,85$  – для длительной нагрузки и условий эксплуатации в неотапливаемых помещениях при влажности воздуха свыше 75 %,

$k_o = 0,8$  – для растянутого элемента с ослаблением в расчетном сечении) его расчетное сопротивление составляет

$$f_{t,0,d} = f_{t,0,d} \cdot k_{\text{mod}} \cdot k_o = 9,2 \cdot 0,85 \cdot 0,8 = 6,3 \text{ МПа}.$$

Учитывая, что ослабления сечения расположены на участке длиной, не превышающей 0,2 м, при расчете площади поперечного сечения элемента *netto*  $A_{\text{inf}}$ , ослабления принимаются совмещенными в одном сечении>

$$A_{\text{inf}} = 150 \cdot 150 - 30 \cdot 150 - 30 \cdot 120 = 14400 \text{ мм}^2.$$

Проверяем выполнения условия прочности (7.3) для центрально-растянутого нижнего пояса фермы

$$\sigma_{t,0,d} = N_d / A_{\text{inf}} = 100 \cdot 10^3 / 14400 = 6,9 \text{ МПа} > f_{t,0,d} = 6,3 \text{ МПа}.$$

Следовательно, прочность недостаточна, требуется усиление.

### Задачи для самостоятельного решения

**№ 18.** Выполнить проверку устойчивости при кратковременной нагрузке  $N_d = 150$  кН центрально-сжатого элемента фермы квадратного поперечного сечения с размерами  $b \times h = 130 \times 130$  мм,  $k_c = 0,538$ . Согласно проектным данным ферма заводского изготовления из древесины ели 2 сорта эксплуатируется на открытом воздухе. При обследовании установлено, что сжатый элемент имеет ослабление поперечного сечения до 30 % его площади, не выходящее за кромку.

**№ 19.** При действии длительной равномерно распределенной нагрузки при  $M_d = 45$  кНм,  $M_k = 30$  кНм выполнить проверку прочности и жесткости деревянной балки перекрытия расчетным пролетом  $l_{\text{eff}} = 5$  м прямоугольного поперечного сечения с размерами  $b \times h = 200 \times 300$  мм, изготовленной согласно проектным данным из дуба (2 сорт), эксплуатируемой внутри отапливаемого помещения при температуре до  $+ 45^\circ\text{C}$ , относительной влажности воздуха свыше 75 %. В середине пролета балка имеет ослабление в виде сквозного круглого отверстия диаметром 50 мм в середине высоты сечения. Балка имеет по длине постоянное подкрепление сжатой кромки из плоскости изгиба в виде прикрепленного дощатого настила, исключающее потерю устойчивости из плоскости изгиба. Предельно допустимый прогиб балки согласно [13, раздел 10]  $a_{\text{lim}} = \frac{l_{\text{eff}}}{200}$ .

**№ 20.** Центральнo-растянутый элемент деревянной фермы круглого поперечного сечения диаметром 140 мм, изготовленной в построечных условиях из сосны 1 сорта, эксплуатируется на открытом воздухе. Требуется проверить прочность элемента при действии постоянной нагрузки  $N_d = 50$  кН, если в результате гниения древесины произошло равномерное по периметру уменьшение поперечного сечения на глубину до 20 мм.

## ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 7. Поверочные расчеты несущей способности основания и осадки фундаментов эксплуатируемых зданий

*Цель занятия:* научиться по результатам инженерно-геологических изысканий при обследовании и проектным данным определять расчетные прочностные и деформационные характеристики грунтов основания фундаментов эксплуатируемых зданий, производить их поверочные расчеты по I и II группам предельных состояний.

**Исходные алгоритмы, рабочие формулы для расчета.** Расчетное сопротивление грунтов основания фундаментов эксплуатируемого здания определяется по результатам инженерно-геологических изысканий в соответствии с [10] при определенных условиях – с учетом произошедшего за период эксплуатации обжатия грунтов длительно действующей нагрузкой по формуле (7.9).

Кроме того, для зданий III степени ответственности, претерпевших равномерные осадки величиной не более 50 % от предельной, учитывается снижение сжимаемости грунта основания на глубину не более ширины подошвы фундамента, обжатого длительно действующей нагрузкой, по формуле (7.10).

Учет нагрузок при расчете по второй группе предельных состояний (по деформациям) оснований фундаментов эксплуатируемых зданий производится в соответствии со схемой, изображенной на рис. 14.

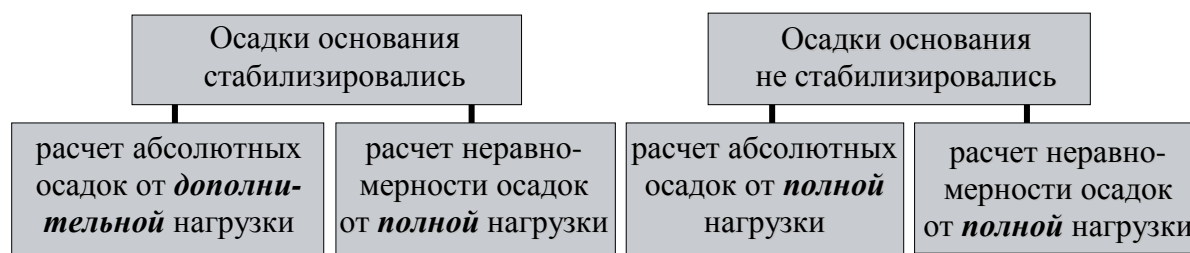


Рис.14



**Пример 9.** Реконструируемое кирпичное здание без подвала с отношением длины к высоте  $L/H \leq 1,5$ , II степени ответственности, эксплуатируемое более 30 лет, находится в удовлетворительном состоянии и не имеет признаков осадочных повреждений. Требуется определить возможность надстройки дополнительных этажей без усиления ленточных фундаментов. Расчетная нагрузка (II группа предельных состояний) с учетом собственного веса фундамента и грунта на его обрезах до надстройки составляет: для наружных стен –  $N_r = 180$  кН/м, для внутренней стены –  $N_r = 240$  кН/м; после надстройки составит: для наружных стен –  $N_{enl} = 300$  кН/м, для внутренней стены –  $N_{enl} = 600$  кН/м. Ширина подошвы фундамента  $b = 0,8$  м, глубина заложения  $d_1 = 1,5$  м. Предельное значение средней осадки для кирпичного здания  $S_u = 10$  см [10, табл. Б.1]. Основанием фундаментов служат мелкие пески средней прочности с физико-механическими характеристиками, установленными по результатам лабораторных исследований:  $\gamma_{II} = 19,4$  кН/м<sup>3</sup>,  $c_{II} = 1$  кПа,  $\varphi_{II} = 30^\circ$ ,  $e = 0,7$ ,  $E = 28$  МПа. Физико-механические характеристики грунта других слоев основания приведены на рис. 15.

По [10, формула (В.1)] вычисляем расчетное сопротивление грунта основания в естественном состоянии

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \left[ M_y k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II}^1 + M_c c_{II} \right] =$$

$$= \frac{1,3 \cdot 1,3}{1} \left[ 1,15 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 19,4 + 5,59 \cdot 1,5 \cdot 18,9 + 7,95 \cdot 1 \right] = 312 \text{ кПа},$$

где  $\gamma_{c1} = 1,3$ ,  $\gamma_{c2} = 1,3$  – по [10, табл. (В.1)] для зданий с жесткой конструктивной схемой с отношением длины к высоте  $L/H \leq 1,5$ , фундаменты которых опираются на пески мелкие;  $k = 1$  – для физико-механических характеристик грунтов основания, установленных по результатам лабораторных исследований;  $k_z = 1$  – при  $b < 10$  м,  $M_y = 1,15$ ,  $M_q = 5,59$ ,  $M_c = 7,95$  – при  $\varphi = 30^\circ$ ;  $\gamma_{II}^1 = \frac{18 \cdot 0,5 + 19,4 \cdot 1}{0,5 + 1} = 18,9$  кН/м<sup>3</sup> – усредненное значение объемного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента;  $\gamma_{II} = 19,4$  кН/м<sup>3</sup> – то же ниже подошвы на глубину в пределах  $(b/2)$ .

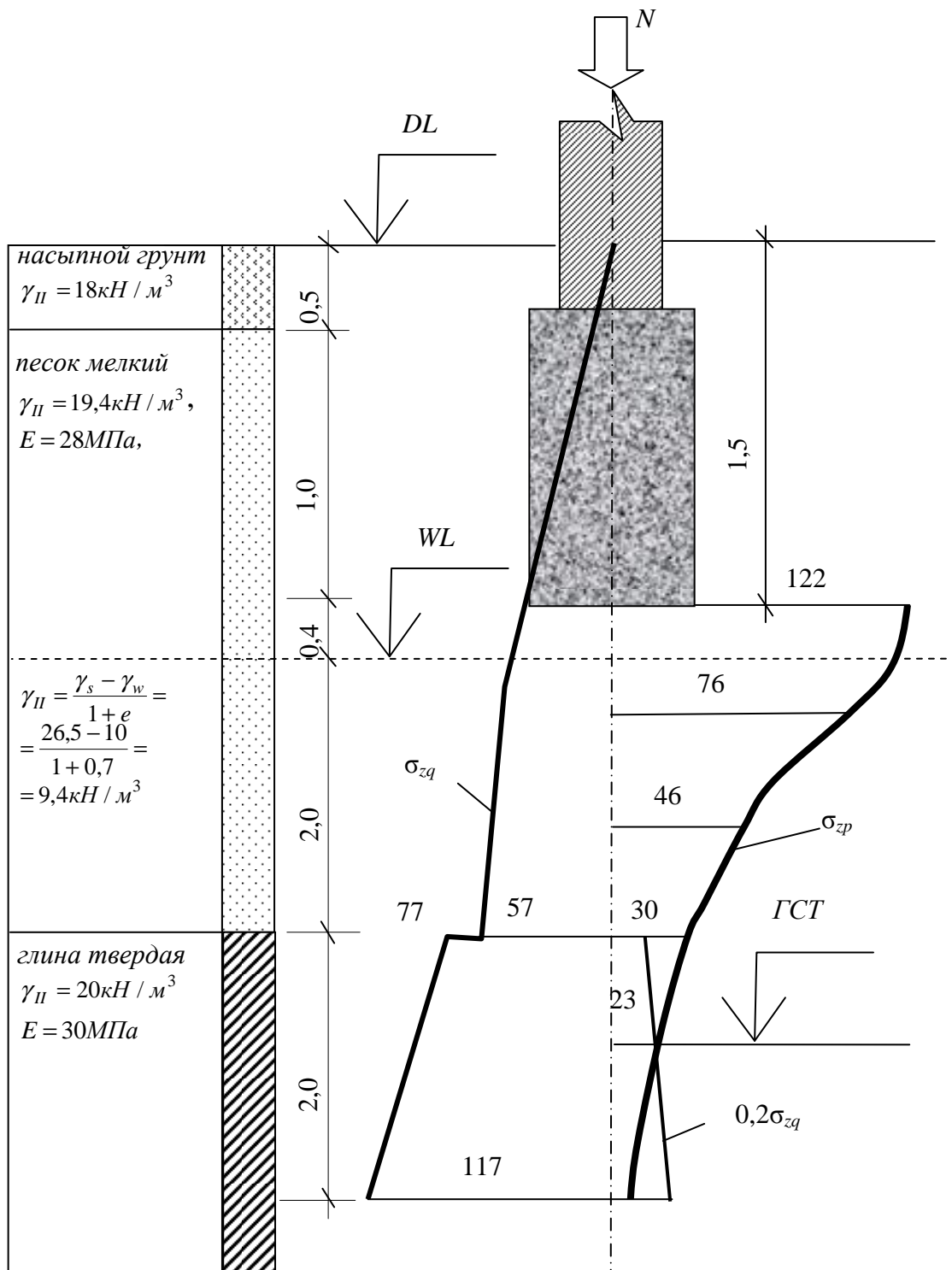


Рис. 15

Рассмотрим последовательно фундаменты под внутреннюю и наружные стены.

Дополнительное давление под подошвой фундамента для внутренних стен от нагрузок, действующих до реконструкции здания равно

$$p_0 = N_r / b - \gamma_{II}^1 \cdot d_1 = 240 / 0,8 - 18,9 \cdot 1,5 = 272 \text{ кПа},$$

при  $p_0 / R = 272 / 312 = 0,87$  по табл. 7.2 коэффициент  $K_R = 1,44$ .

Расчетное сопротивление грунта под подошвой фундамента под внутреннюю стену по формуле (7.9) равно

$$R_t = R \cdot K_R = 312 \cdot 1,44 = 449 \text{ кПа}.$$

Давление под подошвой фундамента от нагрузки после реконструкции равно

$$p = N_{ent} / b = 600 / 0,8 = 750 \text{ кПа} > R_t = 449 \text{ кПа}.$$

Требуется усиление фундамента под внутреннюю стену. Аналогично, дополнительное давление под подошвой фундамента для наружных стен от нагрузок, действующих до реконструкции здания

$$p_0 = N_r / b - \gamma_{II}^1 \cdot d_1 = 180 / 0,8 - 18,9 \cdot 1,5 = 197 \text{ кПа},$$

при  $p_0 / R = 197 / 312 = 0,63$  коэффициент  $K_R = 1,32$  (табл. 7.2).

Расчетное сопротивление грунта под подошвой фундаментов под наружные стены равно

$$R_t = R \cdot K_R = 312 \cdot 1,32 = 411 \text{ кПа}.$$

Давление под подошвой фундамента от нагрузки после реконструкции равно

$$p = N_{ent} / b = 300 / 0,8 = 375 \text{ кПа} < R_t = 411 \text{ кПа}.$$

Следовательно, давление под подошвой фундаментов наружных стен после реконструкции не превышает расчетное сопротивление грунтов основания с учетом его обжатия длительно действующей нагрузкой.

Так как стены здания находятся в удовлетворительном состоянии и не имеют признаков осадочных повреждений, согласно схеме, изображенной на рис. 14, осадку основания фундаментов определяем от дополнительной нагрузки

$$N_{ad} = N_{enl} - N_r = 300 - 180 = 120 \text{ кН/м}.$$

Среднее дополнительное давление в подошве фундаментов равно

$$p_{0,ad} = \frac{N_{ad}}{b} - \gamma_{II}^1 \cdot d_1 = \frac{120}{0,8} - 18,9 \cdot 1,5 = 122 \text{ кПа}.$$

Осадку основания вычисляем методом послойного суммирования: строим эпюру природного давления от веса грунта  $\sigma_{zq}$ , эпюру дополнительного давления от нагрузки  $\sigma_{zp}$ , определяем глубину сжимаемой толщи на пересечении эпюр  $\sigma_{zp}$  и  $0,2\sigma_{zq}$ . Результаты расчета и построений приведены на рис. 15.

Конечная осадка фундаментов под наружные стены равна

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{h_i \cdot \sigma_{zp,i}}{E_i} = 0,8 \cdot \left[ \frac{0,8}{28} \cdot \left( \frac{122 + 76}{2} + \frac{76 + 46}{2} + \frac{46 + 30}{2} \right) + \frac{0,5}{30} \cdot \left( \frac{30 + 23}{2} \right) \right] =$$

$$= 5,3 \cdot 10^{-3} \text{ м} = 0,53 \text{ см} < 0,4 \cdot S_u = 0,4 \cdot 10 = 4 \text{ см}.$$

Условие (7.7) выполняется - усиления фундамента под наружные стены не требуется.

### Задача для самостоятельного решения

**№ 21.** Произвести проверку условия  $P \leq R$  для длительно обжатого грунта основания центрально-нагруженного фундамента с размером подошвы  $1,5 \times 1,5 \text{ м}^2$  одноэтажного производственного здания II степени ответственности с железобетонным каркасом в связи с увеличением нагрузки после реконструкции с учетом собственного веса фундамента и грунта на его обрезах с  $N_r = 700 \text{ кН}$  до  $N_{enl} = 1000 \text{ кН}$ . Глубина заложения фундамента  $d_1 = 1,5 \text{ м}$ . Здание эксплуатируется более 20 лет и не имеет осадочных повреждений. Основанием фундаментов служат пески средней крупности ( $\gamma'_{II} = \gamma_{II} = 19,6 \text{ кН/м}^3$ ) с расчетным сопротивлением в естественном состоянии  $R = 415 \text{ кПа}$ , вычисленным по данным инженерно-геологических изысканий в пробуренных скважинах рядом с фундаментом.

## КОНТРОЛЬНАЯ РАБОТА № 1

Для контроля степени усвоения студентами пройденного материала по оценке фактического технического состояния эксплуатируемых строительных конструкций предусматривается контрольная работа, включающая две задачи:

– *первая* задача – определение по данным испытаний расчетного сопротивления одного из материалов (бетона, арматуры, каменной кладки, металла или древесины) эксплуатируемой конструкции или грунтов основания фундамента, обжатого в процессе эксплуатации длительно действующей нагрузкой;

– *вторая* – по заданным расчетным характеристикам материалов выполнение поверочного расчета эксплуатируемой конструкции (железобетонной, каменной, металлической или деревянной) с учетом дефектов и повреждений или основания фундамента с учетом условий эксплуатации по первой и второй группам предельных состояний.

При выполнении контрольной работы допускается свободное пользование действующими нормативными документами (СНБ или СНиП).

Время, отводимое для выполнения контрольной работы, составляет 45 минут.

**ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 8.** Расчет прочности по сечению, нормальному к продольной оси, железобетонных конструкций, усиленных увеличением их поперечного сечения

*Цель занятия:* научиться выполнять расчет прочности сечений, нормальных к продольной оси, железобетонных элементов эксплуатируемых конструкций, усиленных увеличением их поперечного сечения в растянутой и сжатой зонах.

**Исходные алгоритмы, рабочие формулы для расчета.** В основе решения задач по определению прочности железобетонных элементов, усиленных увеличением их поперечного сечения с обеспечением совместной работы (без учета сдвиговых деформаций по контакту), лежит применение методик расчета действующих норм [8] с учетом наличия в сечении усиленного элемента бетона и арматуры различных классов.

При этом учитываются неисправляемые дефекты и повреждения (коррозия или обрывы арматуры, повреждения бетона в сжатой зоне и т.д.),

а также возможные ослабления арматуры при сварке понижающим коэффициентом  $K$  к площади поперечного сечения существующей и дополнительной арматуры усиливаемого элемента.

При усилении железобетонного элемента под нагрузкой усиливаемая часть его поперечного сечения уже находится в определенном напряженно-деформированном состоянии, которое при высокой степени нагружения при усилении (превышающей  $0,65R_d$ , где  $R_d$  – расчетное усилие для исходного эксплуатируемого элемента) может влиять на работу усиленного железобетонного элемента в предельном состоянии; дополнительные бетон и арматура (без предварительного напряжения) в предельном состоянии не достигают расчетных значений их сопротивлений. Поэтому к расчетным сопротивлениям дополнительного бетона и арматуры вводятся понижающие коэффициенты соответственно  $\gamma_{c,ad} = 0,9$  и  $\gamma_{s,ad} = 0,9$ .

При расчете в предельном состоянии железобетонных элементов, усиленных в растянутой зоне установкой дополнительной арматуры, следует использовать значение приведенной рабочей высоты сечения  $d_{red}$ , вычисленной по формуле (8.7) с учетом расчетных значений площади поперечного сечения основной (ослабление коррозией, обрыв, ослабление при сварке) и дополнительной арматуры (ослабление при сварке) и понижающего коэффициента к расчетному сопротивлению основной и дополнительной арматуры (при усилении под нагрузкой, превышающей 65 % расчетной).

Значение граничной относительной высоты сжатой зоны  $\xi_{lim}$  для элементов, усиленных увеличением поперечного сечения, вычисляется по [8, формула (7.5)]. При этом напряжения в растянутой арматуре  $\sigma_{s,lim}$  принимаются по арматуре (существующей или дополнительной с учетом  $\gamma_{s,ad}$ ) с более высоким расчетным сопротивлением, а характеристика сжатой зоны бетона  $\omega$  при наличии в ней бетонов разных классов вычисляется по приведенному расчетному сопротивлению бетона

$$f_{cd,red} = \frac{f_{cd}A_c + f_{cd,ad}A_{c,ad}}{A_c + A_{c,ad}}, \quad (8)$$

где  $A_c$  и  $A_{c,ad}$  – площади поперечных сечений в сжатой зоне соответственно основного и дополнительного бетона.

В расчете железобетонных элементов, усиленных увеличением поперечного сечения в сжатой зоне, значение приведенной рабочей высоты сечения принимается с учетом толщины дополнительного бетона  $h'_{ad}$ , т.е.  $d_{red} = d + h'_{ad}$ .

**Пример 10.** Железобетонная балка с размерами поперечного сечения  $b = 300$  мм,  $h = 800$  мм выполнена из тяжелого бетона условного класса  $C'_{17/21}$  и армирована в соответствии с рис. 16. Усиление балки произведено под нагрузкой, превышающей 65 % от расчетной.

Требуется проверить прочность железобетонной балки, усиленной приваркой через скобы дополнительной арматуры S500 ( $f_{yd} = 450$  МПа) в растянутой зоне, при изгибающем моменте от действия длительной нагрузки  $M_{sd} = 550$  кНм.

Определяем расчетное сопротивление бетона балки

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{17}{1,5} = 11,3 \text{ МПа}.$$

Рис. 16

Вычисляем высоту сечения бетона сжатой зоны

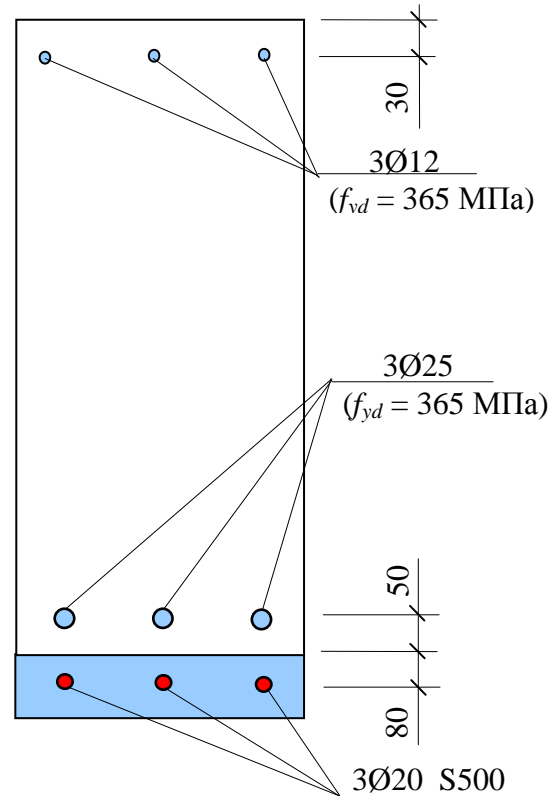
$$x_{eff} = \frac{f_{yd} K A_{s1} + \gamma_{s,ad} f_{yd,ad} K A_{s1,ad} - f_{yd} A_{s2}}{\alpha f_{cd} b} =$$

$$= \frac{365 \cdot 0,85 \cdot 1472 + 0,9 \cdot 365 \cdot 0,85 \cdot 942 - 365 \cdot 339}{0,85 \cdot 11,3 \cdot 300} = 206 \text{ мм}.$$

Вычисляем приведенную рабочую высоту сечения

$$d_{red} = \frac{d f_{yd} K A_{s1} + d_{ad} \gamma_{s,ad} f_{yd,ad} K A_{s1,ad}}{f_{yd} K A_{s1} + \gamma_{s,ad} f_{yd,ad} K A_{s1,ad}} =$$

$$= \frac{(800 - 50) \cdot 365 \cdot 0,85 \cdot 1472 + (800 + 80) \cdot 0,9 \cdot 450 \cdot 0,85 \cdot 942}{365 \cdot 0,85 \cdot 1472 + 0,9 \cdot 450 \cdot 0,85 \cdot 942} = 804 \text{ мм}.$$



Определяем значение граничной относительной высоты сжатой зоны

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{\omega}{1 + \frac{\gamma_{s,ad} \sigma_{s,\text{lim}}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,773}{1 + \frac{0,9 \cdot 450}{500} \left(1 - \frac{0,773}{1,1}\right)} = 0,623,$$

где  $\omega$  – характеристика сжатой зоны для тяжелого бетона равна

$$\omega = k_c - 0,008 \cdot \alpha \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 0,85 \cdot 11,3 = 0,773.$$

Проверяем условие  $x_{\text{eff}} \leq \xi_{\text{lim}} d_{\text{red}}$ .

$$x_{\text{eff}} = 206 \text{ мм} < \xi_{\text{lim}} d_{\text{red}} = 0,623 \cdot 804 = 500 \text{ мм} - \text{выполняется.}$$

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= f_{yd} K A_{s1} (d - 0,5x_{\text{eff}}) + \gamma_{s,ad} f_{yd,ad} K A_{s1,ad} (d_{ad} - 0,5x_{\text{eff}}) + f_{yd} A_{s2} (0,5x_{\text{eff}} - c_1) = \\ &= 365 \cdot 0,85 \cdot 1472 \cdot (750 - 103) + 0,9 \cdot 450 \cdot 0,85 \cdot 942 \cdot (880 - 103) + \\ &+ 365 \cdot 339 \cdot (103 - 30) = 556,5 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 556,5 \text{ кНм} > M_{Sd} = 550 \text{ кНм}. \end{aligned}$$

Следовательно, условие прочности выполняется.

**Пример 11.** Ребристая плита покрытия из бетона с расчетным сопротивлением  $f_{cd} = 7,5$  МПа,  $\alpha = 1$  с размерами поперечного сечения, приведенными на рис. 17, армирована предварительно напряженной арматурой с расчетным сопротивлением  $f_{pd} = 680$  МПа. Согласно проектным данным предварительное напряжение арматуры с учетом всех потерь  $\sigma_{pm,t} = 470$  МПа. Требуется проверить прочность плиты покрытия, усиленной при полном разгрузении наращиванием сжатой зоны из бетона класса  $C^{16}/_{20}$  ( $f_{cd,ad} = 10,7$  МПа) толщиной  $h'_{ad} = 40$  мм, при действии изгибающего момента  $M_{Sd} = 155$  кНм..

Определяем положение нижней границы сжатой зоны. Проверяем условие ее положения в бетоне наращивания:

$$f_{pd} A_p \leq \alpha f_{cd,ad} b'_{ad} h'_{ad},$$

$$\begin{aligned} f_{pd} A_p &= 680 \cdot 980 = 666 \cdot 10^3 \text{ Н} = 666 \text{ кН} > \alpha f_{cd,ad} b'_{ad} h'_{ad} = \\ &= 1,0 \cdot 10,7 \cdot 1460 \cdot 40 = 625 \cdot 10^3 \text{ Н} = 625 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Значит, условие не выполняется.



Проверяем условие положения нижней границы сжатой зоны в полке плиты:

$$f_{pd}A_p \leq \alpha f_{cd,ad}b'_{ad}h'_{ad} + \alpha f_{cd}b'_f h'_f .$$

$$\begin{aligned} f_{pd}A_p &= 666 \text{ кН} < \alpha (f_{cd,ad}b'_{ad}h'_{ad} + f_{cd}b'_f h'_f) = \\ &= 1,0(10,7 \cdot 1460 \cdot 40 + 7,5 \cdot 1460 \cdot 30) = 953 \cdot 10^3 \text{ Н} = 953 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Следовательно, условие выполняется. Нижняя граница сжатой зоны проходит в полке плиты.

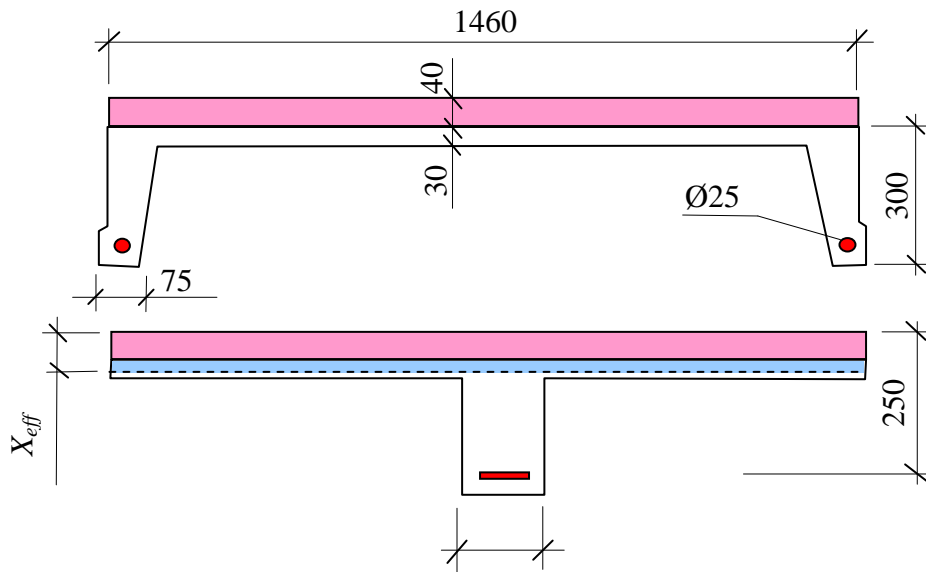


Рис. 17

Вычисляем расчетную высоту сжатой зоны бетона в полке плиты

$$x'_{eff} = \frac{f_{pd}A_p - \alpha f_{cd,ad}b'_{ad}h'_{ad}}{\alpha f_{cd}b'_f} = \frac{666 \cdot 10^3 - 625 \cdot 10^3}{1,0 \cdot 7,5 \cdot 1460} = 3,8 \text{ мм.}$$

Тогда расчетная высота сжатой зоны бетона с учетом наращивания равна  $x_{eff} = x'_{eff} + h'_{ad} = 3,8 + 40 = 43,8 \text{ мм.}$

По формуле (8) определяем приведенное расчетное сопротивление бетона сжатой зоны плиты

$$f_{cd,red} = \frac{f_{cd}A_c + f_{cd,ad}A_{c,ad}}{A_c + A_{c,ad}} = \frac{7,5 \cdot 1460 \cdot 3,8 + 10,7 \cdot 1460 \cdot 40}{1460 \cdot 43,8} = 10,4 \text{ МПа.}$$

Определяем значение граничной относительной высоты сжатой зоны

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,\text{lim}}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,767}{1 + \frac{610}{500} \left(1 - \frac{0,767}{1,1}\right)} = 0,56,$$

где  $\omega$  – характеристика сжатой зоны для тяжелого бетона равна

$$\omega = k_c - 0,008 \cdot \alpha \cdot f_{cd,red} = 0,85 - 0,008 \cdot 1 \cdot 10,4 = 0,767,$$

напряжения в предварительно напряженной арматуре:

$$\sigma_{s,\text{lim}} = f_{pd} + 400 - \sigma_{pm,t} - \Delta\sigma_{pm,t} = 680 + 400 - 470 - 0 = 610 \text{ МПа},$$

$$\Delta\sigma_{pm,t} = 1500\sigma_{pm,t} / f_{pd} - 1200 = 1500 \cdot 470 / 680 - 1200 = -163 \text{ МПа} < 0,$$

принимаем  $\Delta\sigma_{pm,t} = 0$  МПа.

Проверяем условие  $x_{\text{eff}} \leq \xi_{\text{lim}} d$ .

$$x_{\text{eff}} = 43,8 \text{ мм} < \xi_{\text{lim}} d = 0,56 \cdot 250 = 140 \text{ мм} - \text{выполняется.}$$

Изгибающий момент, который может воспринять плита покрытия, усиленная наращиванием бетона в сжатой зоне, равен

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= f_{pd} A_p (d - 0,5x_{\text{eff}}) = 680 \cdot 980 \cdot (250 - 0,5 \cdot 43,8) = \\ &= 152 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 152 \text{ кНм}. \end{aligned}$$

Превышение изгибающего момента от действующих нагрузок  $M_{Sd} = 155$  кНм. составляет  $\frac{M_{Sd} - M_{Rd}}{M_{Rd}} = \frac{155 - 152}{152} \cdot 100\% = 2\% < 5\%$  – в пределах точности инженерных расчетов. Прочность обеспечена.

### Задачи для самостоятельного решения

**№ 22.** Колонна многоэтажного здания с не смещаемым каркасом прямоугольного поперечного сечения ( $b = 400$  мм,  $h = 500$  мм,  $c = c_1 = 50$  мм) из бетона условного класса  $C'18/22,5$  армирована стержневой арматурой с расчетным сопротивлением  $f_{yd} = 339$  МПа ( $A_{s1} = A_{s2} = 982 \text{ мм}^2$ ). В процессе эксплуатации колонна была усилена в растянутой зоне под нагрузкой, превышающей 65 % расчетной, приваркой дополнительной арматуры класса S500 площадью поперечного сечения  $A_{s1,ad} = 628 \text{ мм}^2$  к существующей ар-

матуре. Расстояние между центрами тяжести существующей и дополнительной арматуры в растянутой зоне составляет 50 мм. Требуется проверить прочность усиленной колонны при действии усилий  $N_{sd} = 1000$  кН и  $M_{sd} = 400$  кНм (усилия приведены с учетом гибкости колонны).

**№ 23.** Ребристые плиты покрытия с размерами поперечного сечения, приведенными на рис. 17, из бетона с расчетным сопротивлением  $f_{cd} = 15$  МПа армированы стержневой арматурой с расчетным сопротивлением  $f_{sd} = 365$  МПа ( $2\emptyset 18$  мм по одному стержню в каждом ребре) без предварительного напряжения. В процессе эксплуатации плиты усилены в растянутой зоне приклеиванием полосовой стали сечением  $150 \times 6$  мм к нижней грани ребер плит ( $f_{y,ad} = 210$  МПа). Определить при действии изгибающего момента прочность усиленной плиты по сечению, нормальному к продольной оси.

**№ 24.** Шарнирно опертая железобетонная плита перекрытия расчетным пролетом  $l_o = 4,5$  м из бетона условного класса  $C^{14,4/18}$  с размерами поперечного сечения  $b = 1000$  мм,  $h = 250$  мм,  $c = 30$  мм армирована стержневой арматурой с расчетным сопротивлением  $f_{yd} = 365$  МПа ( $A_{s1} = 680$  мм<sup>2</sup>). При реконструкции предполагается передать на плиту перекрытия, усиленную наращиванием в сжатой зоне из бетона класса  $C^{20/25}$  толщиной  $h'_{ad} = 100$  мм, дополнительную нагрузку. Равномерно распределенная нагрузка, действующая в момент усиления, составляет  $15$  кН/м<sup>2</sup>, после усиления будет составлять  $25$  кН/м<sup>2</sup>. Требуется проверить прочность усиленной плиты.

**№ 25.** Требуется определить прочность балки, усиленной наращиванием в сжатой зоне толщиной  $h'_{ad} = 150$  мм из бетона класса  $C^{25/30}$ , с установкой дополнительной арматуры класса S400 ( $A_{s2,ad} = 680$  мм<sup>2</sup>,  $c_{1,ad} = 30$  мм) под нагрузкой, не превышающей 65 % расчетной. Балка прямоугольного поперечного сечения ( $b = 250$  мм,  $h = 400$  мм,  $c = 30$  мм) из бетона с расчетным сопротивлением  $f_{cd} = 10,5$  МПа армирована предварительно напряженной арматурой с расчетным сопротивлением  $f_{pd} = 680$  МПа ( $A_p = 1472$  мм<sup>2</sup>). Согласно проектным данным предварительное напряжение арматуры с учетом всех потерь  $\sigma_{pm,t} = 410$  МПа.

## ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 9. Расчет прочности, трещиностойкости и жесткости железобетонных конструкций, усиленных увеличением их поперечного сечения, на основе деформационной модели (с применением ЭВМ)

*Цель занятия:* научиться выполнять расчет прочности, трещиностойкости и жесткости железобетонных элементов эксплуатируемых конструкций, усиленных увеличением их поперечного сечения с обеспечением совместной работы (без учета сдвиговых деформаций по контакту), на основе деформационной модели с использованием прикладных программ расчета на ЭВМ.

**Исходные алгоритмы, рабочие формулы для расчета.** В основе определения напряженно-деформированного состояния эксплуатируемых железобетонных элементов, усиленных увеличением поперечного сечения, на базе деформационной модели с использованием диаграмм «напряжение-деформация» для бетона и арматуры основного и дополнительного сечения лежит правильное задание параметров сечения элемента (классов бетона и арматуры основного и дополнительного сечений, коэффициентов условий работы к расчетному сопротивлению и площади поперечного сечения арматуры, учет дефектов и повреждений бетона основного сечения элемента).

При усилении железобетонного элемента под нагрузкой расчет производится в два этапа. На первом этапе (при усилении) рассматривается основное сечение элемента с учетом его фактического технического состояния и выполняется расчет параметров напряженно-деформированного состояния при действии внутренних усилий в момент времени усиления.

На втором этапе задаются параметры дополнительного сечения и выполняется расчет (после усиления) напряженно-деформированного состояния усиленного сечения элемента, нормального к продольной оси.

В программе «БЕТА» вычисляются внутренние усилия, соответствующие пределу прочности ( $M_{Rd}, N_{Rd}$ ) и образованию трещин ( $M_{cr}$ ) в сечении, нормальном к продольной оси, усиленного элемента, а также ширина их раскрытия ( $w_k$ ). При заданных внутренних усилиях ( $M_{Sd}, N_{Sde}$ ) вычисляется кривизна усиленного железобетонного элемента. Кривизна определяется отдельно для усиленного и дополнительного сечений.  $\left(\frac{1}{r}\right)_c$  и

$\left(\frac{1}{r}\right)_{ad}$  – кривизна соответственно от полной нагрузки и дополнительной нагрузки, приложенной после усиления.

**Пример 12.** Железобетонная крайняя колонна первого этажа сечением  $300 \times 300$  мм ( $c = c_1 = 30$  мм) многоэтажного рамного не смещаемого каркаса с сеткой колонн  $6 \times 6$  м и расстоянием  $l_{col} = 4,7$  м между внутренними гранями ригелей перекрытий ( $300 \times 500$  мм, В20) запроектирована из бетона класса В20 (СНиП 2.03.01-84\*, при обследовании установлено, что прочность бетона колонны не ниже проектной) с симметричным армированием стержневой арматурой класса А-III  $\varnothing 20$  мм, поставленной в углах сечения. В процессе реконструкции здания при действующих усилиях от внешней нагрузки  $N_{sd} = 1000$  кН,  $M_{sd} = 30$  кНм произведено усиление колонны железобетонной обоймой толщиной  $h'_{ad} = 80$  мм из бетона класса  $C 25/30$  с армированием арматурой класса S400 по три стержня  $\varnothing 20$  мм ( $c_{ad} = c_{1,ad} = 30$  мм) со стороны более сжатой и менее сжатой зон сечения. Усилия в колонне от действующих нагрузок после усиления, полученные в результате статического расчета каркаса с учетом изменения жесткости усиленных элементов, составляют:

- продольное усилие  $N_{sd} = 2500$  кН ( $N_{sd,lt} = 2000$  кН);
- соответствующие изгибающие моменты:
  - в месте защемления в фундаменте  $M_{sd1} = 80$  кНм ( $M_{sd1,lt} = 64$  кНм),
  - в средней трети длины колонны  $M_{sd2} = 70$  кНм ( $M_{sd2,lt} = 56$  кНм),
  - в месте сопряжения с ригелем  $M_{sd3} = 30$  кНм ( $M_{sd3,lt} = 24$  кНм).

Необходимо проверить прочность усиленной колонны с учетом продольного изгиба.

Определяем расчетную длину колонны по [8, формула (7.46)]. Для этого вычисляем параметр  $\beta$ , зависящий от жесткости сопрягаемых с колонной элементов [8, формула (7.43)]:

$$\text{– ригеля } B_b = \frac{E_b \cdot I_b \cdot k_b}{1 + \chi} = \frac{27 \cdot 10^3 \cdot 3125 \cdot 10^6 \cdot 0,35}{1 + 0,8} = 1640 \cdot 10^{10} \text{ Н} \cdot \text{мм}^2,$$

$$\text{где } I_b = \frac{b_b h_b^3}{12} = \frac{300 \cdot 500^3}{12} = 3125 \cdot 10^6 \text{ мм}^4; k_b = 0,35; \chi = \frac{N_{sd,lt}}{N_{sd}} = \frac{2000}{2500} = 0,8;$$

– рассматриваемой колонны, с учетом усиления обоймой,

$$B_{col1} = \frac{E_{col1,red} \cdot I_{col1} \cdot k_{col}}{1 + \chi} = \frac{30 \cdot 10^3 \cdot 3731 \cdot 10^6 \cdot 0,7}{1 + 0,8} = 4352 \cdot 10^{10} \text{ Н} \cdot \text{мм}^2,$$

где 
$$E_{col_1,red} = \frac{E_{col_1} \cdot A_{col_1} + E_{col_1,ad} \cdot A_{col_1,ad}}{A_{col_1} + A_{col_1,ad}} =$$

$$= \frac{27 \cdot 10^3 \cdot 9 \cdot 10^4 + 32 \cdot 10^3 \cdot 12,16 \cdot 10^4}{(9 + 12,16) \cdot 10^4} = 30 \cdot 10^3 \text{ МПа};$$

$$A_{col_1} = 300 \cdot 300 = 9 \cdot 10^4 \text{ мм}^2, A_{col_1,ad} = 1520 \cdot 80 = 12,16 \cdot 10^4 \text{ мм}^2,$$

$$I_{col_1} = \frac{b_{col_1} h_{col_1}^3}{12} = \frac{460 \cdot 460^3}{12} = 3731 \cdot 10^6 \text{ мм}^4, k_{col} = 0,7,$$

– колонны вышерасположенного этажа

$$B_{col_2} = \frac{E_{col_2} \cdot I_{col_2} \cdot k_{col}}{1 + \chi} = \frac{27 \cdot 10^3 \cdot 675 \cdot 10^6 \cdot 0,7}{1 + 0,8} = 710 \cdot 10^{10} \text{ Н} \cdot \text{мм}^2,$$

где 
$$I_{col_2} = \frac{b_{col_2} h_{col_2}^3}{12} = \frac{300 \cdot 300^3}{12} = 675 \cdot 10^6 \text{ мм}^4.$$

Вычисляем коэффициент жесткости сопрягаемых с колонной элементов по [8, формула (7.47)]:

– для верхнего узла

$$K_A = \frac{B_{col_1}/l_{col_1} + B_{col_2}/l_{col_2}}{(B_b \cdot \alpha)/l_b} = \frac{4352 \cdot 10^{10}/4700 + 710 \cdot 10^{10}/4700}{(1640 \cdot 10^{10} \cdot 1)/5700} = 3,74;$$

– для нижнего узла при защемлении в фундаменте –  $K_B = 0$ . Тогда

$$\beta = 0,7 + 0,05(K_A + K_B) = 0,7 + 0,05(3,74 + 0) = 0,887,$$

$$\beta = 0,85 + 0,05K_{\min} = 0,85 + 0,05 \cdot 0 = 0,85,$$

принимаем большее из двух значений –  $\beta = 0,887$ .

$$l_o = \beta \cdot l_{col} = 0,887 \cdot 4,7 = 4,2 \text{ м}.$$

Гибкость усиленной колонны равна  $\lambda = \frac{l_o}{i} = \frac{4200}{133} = 31,6,$

где 
$$i = \sqrt{\frac{I_{col_1}}{A_{col_1}}} = \sqrt{\frac{3731 \cdot 10^6}{21,16 \cdot 10^4}} = 133 \text{ мм}.$$

Проверяем условие

$$\lambda = 31,6 > 34 - 12 \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = 34 - 12 \frac{30}{80} = 29,5.$$

Следовательно, необходим учет продольного изгиба для колонны. Влияние гибкости колонны несмещаемого каркаса на его прочность учитывается увеличением изгибающих моментов у ее концов и в средней трети длины по [8, формулы (7.60), (7.61)]:

$$M_{Sd} = \eta_{ns1} \cdot M_{Sd1} \cdot C_m = 1,188 \cdot 80 \cdot 0,75 = 71,3 \text{ кНм} < M_{Sd1} = 80 \text{ кНм},$$

$$M_{Sd} = \eta_{ns2} \cdot M_{\max} = 1,188 \cdot 70 = 83,2 \text{ кНм}$$

(из двух значений  $M_{Sd}$  принимаем большее  $M_{Sd} = 83,2 \text{ кНм}$ ),

$$\text{где } \eta_{ns1} = \eta_{ns2} = \frac{1}{1 - \frac{N_{Sd}}{N_{crit}}} = \frac{1}{1 - \frac{2500}{15764}} = 1,188;$$

$$N_{crit} = \frac{6,4 E_{cm}}{l_o^2} \left[ \frac{I_c}{k_{lt}} \left( \frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta_e}{\phi_p}} + 0,1 \right) + \alpha_e \cdot I_s \right] =$$

$$= \frac{6,4 \cdot 30 \cdot 10^3}{4200^2} \left[ \frac{3731 \cdot 10^6}{1,8} \left( \frac{0,11}{0,1 + \frac{0,271}{1}} + 0,1 \right) + 6,7 \cdot 93,5 \cdot 10^6 \right] = 15764 \text{ кН};$$

$$E_{cm} = E_{col1,red} = 30 \cdot 10^3 \text{ МПа}, \quad I_c = I_{col1} = 3731 \cdot 10^6 \text{ мм}^4;$$

$$k_{lt1} = 1 + \beta_1 \frac{M_{lt}}{M_{Sd1}} = 1 + 1 \cdot \frac{64}{80} = 1,8 < 1 + \beta_1 = 1 + 1 = 2,$$

$$k_{lt2} = 1 + \beta_1 \frac{M_{lt}}{M_{Sd2}} = 1 + 1 \cdot \frac{56}{70} = 1,8 < 1 + \beta_1 = 1 + 1 = 2.$$

Таким образом,  $k_{lt1} = k_{lt2} = k_{lt} = 1,8$ ;

$$\delta_{e1} = \frac{e_1}{h} = \frac{36}{460} = 0,078 < \delta_{e,min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_o}{h} - 0,01 f_{cd,red} =$$

$$= 0,5 - 0,01 \frac{4200}{460} - 0,01 \cdot 13,8 = 0,271,$$

$$\delta_{e_2} = \frac{e_2}{h} = \frac{28}{460} = 0,061 < \delta_{e,\min} = 0,271,$$

принимаем  $\delta_e = \delta_{e_1} = \delta_{e_2} = \delta_{e,\min} = 0,271$ ;

$$e_1 = \frac{M_{Sd1}}{N_{Sd}} = \frac{80}{2500} \cdot 1000 = 32 \text{ мм}, \quad e_2 = \frac{M_{Sd2}}{N_{Sd}} = \frac{70}{2500} \cdot 1000 = 28 \text{ мм};$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,8 \cdot 20}{1,5} = 10,7 \text{ МПа}, \quad f_{cd,ad} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,7 \text{ МПа};$$

$$f_{cd,red} = \frac{f_{cd} \cdot A_{col1} + f_{cd,ad} \cdot A_{col1,ad}}{A_{col1} + A_{col1,ad}} = \frac{10,7 \cdot 9 \cdot 10^4 + 16,7 \cdot 12,16 \cdot 10^4}{(9 + 12,16) \cdot 10^4} = 13,8 \text{ МПа},$$

$\varphi_p = 1$  – для арматуры без предварительного напряжения;

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm,red}} = \frac{2 \cdot 10^5}{30 \cdot 10^3} = 6,7; \quad I_s = A_s \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right)^2 + A_{s,ad} \cdot \left(\frac{h + 2 \cdot h'_{ad}}{2} - c_{ad}\right)^2 =$$

$$= 1256 \cdot \left(\frac{300}{2} - 30\right)^2 + 1885 \cdot \left(\frac{300 + 2 \cdot 80}{2} - 30\right)^2 = 93,5 \cdot 10^6 \text{ мм}^4;$$

$$C_m = 0,6 \pm 0,4 \left| \frac{M_{\min}}{M_{\max}} \right| = 0,6 + 0,4 \cdot \frac{30}{80} = 0,75 > 0,4.$$

Далее выполняем проверку прочности колонны, усиленной железобетонной обоймой, по сечению, нормальному к продольной оси.

Расчет в программе «БЕТА» производится в два этапа: на первом – для исходного сечения колонны при усилиях от внешней нагрузки в момент усиления  $N_{Sd} = 1000$  кН,  $M_{Sd} = 30$  кНм, на втором – для усиленного сечения колонны при наиболее неблагоприятной комбинации усилий от нагрузки после усиления  $N_{Sd} = 2500$  кН,  $M_{Sd1} = 83,2$  кНм.

После выполнения расчета на ЭВМ получаем, что продольная сила, соответствующая прочности по нормальному сечению колонны, усиленной железобетонной обоймой, при заданном эксцентриситете составляет  $N_{Rd} = 3481$  кН  $> N_{Sd} = 2500$  кН – прочность колонны обеспечена. На рис. 18 для усиленной железобетонной колонны представлено распределение по сечению относительных деформаций и напряжений в предельной стадии. Изображение точки на диаграмме деформирования бетона демонстрирует достижение бетоном основного сечения предельных деформаций при сжатии.



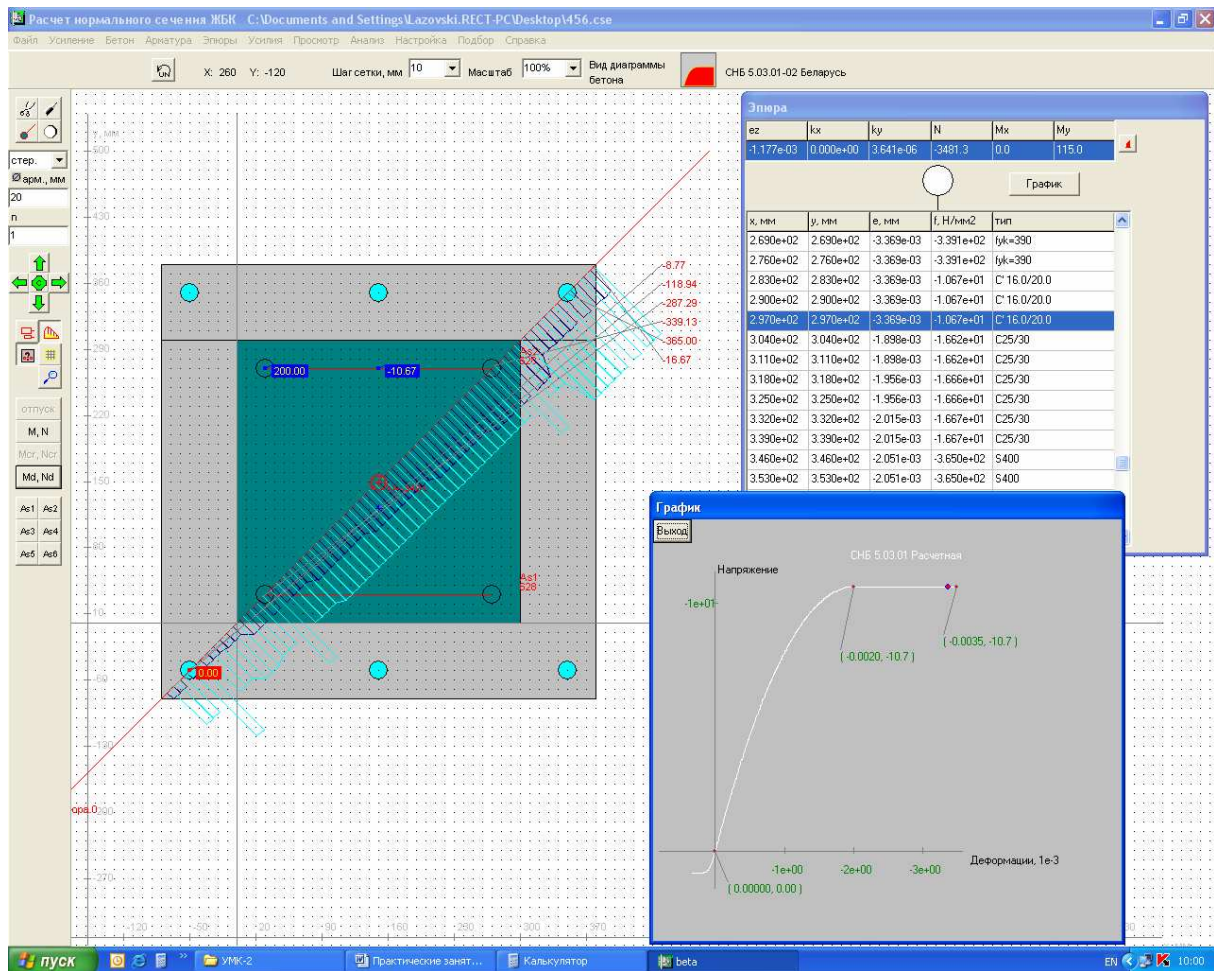


Рис. 18

**Пример 13.** Шарнирно опертая железобетонная многопустотная панель перекрытия шириной 1,5 м расчетным пролетом  $l_{eff} = 5,8$  м из бетона со средней кубиковой прочностью  $f_{c,cube,m} = 15$  МПа, армированная арматурой класса S800 ( $\sigma_p = 300$  МПа)  $8\text{Ø}12$  мм, усилена под нагрузкой ( $M_{sd} = 45$  кНм,  $M_{sd,n} = 30$  кНм) наращиванием в сжатой зоне из тяжелого бетона класса  $C20/25$  толщиной 50 мм. Проверить прочностную пригодность панели при нагрузке после усиления ( $M_{sd} = 120$  кНм,  $M_{sd,n} = 80$  кНм, нагрузка равномерно распределенная, длительно действующая). Класс конструкции по условиям эксплуатации ХС3 ( $w_{lim} = 0,3$  мм при практически постоянном сочетании нагрузок).

После ввода исходных данных в соответствии с требованиями программы «БЕТА» расчет параметров напряженно-деформированного состояния в сечении, нормальном к продольной оси, усиленного железобе-

тонного элемента, происходит в два этапа: на первом – для исходного сечения панели при усилиях от внешней нагрузки в момент усиления  $M_{Sd} = 45$  кНм,  $M_{Sd,n} = 30$  кНм, на втором – для усиленного сечения панели при усилиях от действующих нагрузок после усиления  $M_{Sd} = 120$  кНм,  $M_{Sd,n} = 80$  кНм.

В результате расчета на первом этапе получаем следующее: при изгибающем моменте от нормативных нагрузок  $M_{Sd,n} = 30$  кНм трещины, нормальные к продольной оси панели, не образуются. Кривизна панели в момент усиления составляет  $\left(\frac{1}{r}\right)_o = 1,1 \cdot 10^{-6} \text{ мм}^{-1}$ . Прогиб от действия нормативной нагрузки при усилении вычисляем по формуле (1)

$$a_{\max,o} = \alpha_k \left(\frac{1}{r}\right)_o l_{eff}^2 = \frac{5}{48} \cdot 1,1 \cdot 10^{-6} \cdot 5800^2 = 3,9 \text{ мм}.$$

После расчета на втором этапе получаем результаты: при изгибающем моменте от нормативных нагрузок  $M_{Sd,n} = 80$  кНм ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси панели, составляет  $w_k = 0,24 \text{ мм} < w_{\text{lim}} = 0,3 \text{ мм}$ . Дополнительная кривизна панели при нормативной нагрузке после усиления равна  $\left(\frac{1}{r}\right)_{ad} = 4,35 \cdot 10^{-6} \text{ мм}^{-1}$ , тогда дополнительный прогиб усиленной панели равен

$$a_{\max,ad} = \alpha_k \left(\frac{1}{r}\right)_{ad} l_{eff}^2 = \frac{5}{48} \cdot 4,35 \cdot 10^{-6} \cdot 5800^2 = 15,2 \text{ мм}.$$

Полный прогиб усиленной панели составляет

$$a_{\max} = a_{\max,o} + a_{\max,ad} = 3,9 + 15,2 = 19,1 \text{ мм} < a_{\text{lim}} = \frac{l_{eff}}{200} = \frac{5800}{200} = 29 \text{ мм}.$$

Изгибающий момент, соответствующий прочности усиленной панели по сечению, нормальному к продольной оси, равен  $M_{Rd} = 132 \text{ кНм} > M_{Sd} = 120 \text{ кНм}$ . Таким образом, усиленная панель перекрытия удовлетворяет требованиям I и II группы предельных состояний при заданных усилиях от действующих нагрузок.

На рис. 19 для усиленной железобетонной панели перекрытия представлено распределение относительных деформаций и напряжений в предельной стадии по сечению, нормальному к продольной оси. Изображение точки на диаграмме деформирования бетона демонстрирует достижение арматурой растянутой зоны предельных деформаций при растяжении.

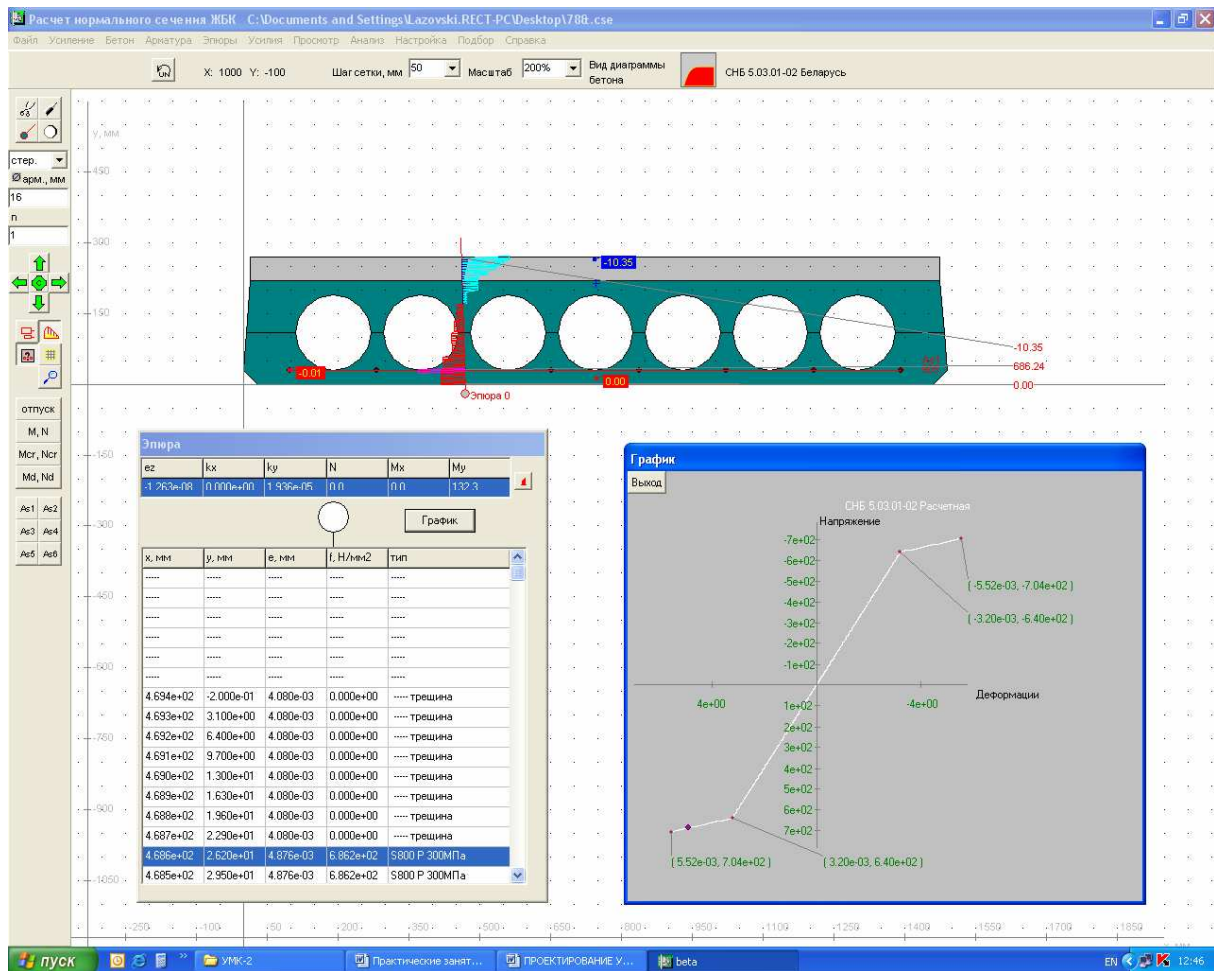


Рис. 19

### Задачи для самостоятельного решения

**№ 26.** Железобетонная колонна сечением  $400 \times 500$  мм пространственного каркаса здания усилена при действии усилий от нагрузки ( $N_{sd} = 2000$  кН,  $M_{sdy} = 100$  кНм,  $M_{sdx} = 50$  кНм) железобетонной обоймой толщиной  $h'_{ad} = 100$  мм (рис. 20). Бетон колонны класса В20, арматура класса А-П (СНиП 2.03.01-84\*),  $c = c_1 = 50$  мм. Бетон усиления класса  $C^{25}/_{30}$ , арматура усиления S500,  $c_{ad} = c_{1,ad} = 50$  мм. Требуется проверить прочность колонны после усиления при

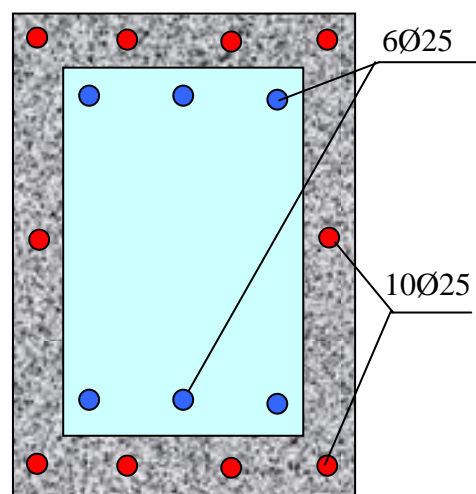


Рис. 20

действии усилий от практически постоянного сочетания нагрузок ( $N_{Sd} = 4000$  кН,  $M_{Sd_y} = 600$  кНм,  $M_{Sd_x} = 300$  кНм) без учета влияния продольного изгиба.

**№ 27.** Железобетонная балка перекрытия из тяжелого бетона с гарантированной кубиковой прочностью  $f_{c,cube}^G = 25$  МПа длиной  $l_{eff} = 7,5$  м с размерами поперечного сечения  $b = 300$  мм,  $h = 600$  мм армирована в растянутой зоне стержневой арматурой класса А-III (СНиП 2.03.01-84\*)  $3\text{Ø}16$  мм ( $c = 30$  мм). Балка усилена в растянутой зоне приваркой дополнительной арматуры класса S500  $3\text{Ø}20$  мм на расстоянии от центра тяжести существующей арматуры  $60$  мм с последующим обетонированием мелкозернистым бетоном класса  $C^{20}/_{25}$  ( $c_{ad} = 50$  мм). Усиление балки производится под нагрузкой  $q = 6$  кН/м. Требуется проверить прочность и эксплуатационную пригодность балки при нагрузке после усиления ( $q = 30$  кН/м,  $q_n = 20$  кН/м). Класс конструкции по условиям эксплуатации ХС1 ( $w_{lim} = 0,4$  мм при практически постоянном сочетании нагрузок).

**№ 28.** Шарнирно опертая второстепенная балка перекрытия из тяжелого бетона условного класса  $C^{14}/_{17,5}$  пролетом  $l_{eff} = 6$  м с размерами поперечного сечения  $b = 150$  мм,  $h = 310$  мм,  $b'_f = 950$  мм,  $h'_f = 80$  мм армирована в растянутой зоне арматурой класса А-II  $2\text{Ø}20$  мм ( $c = 30$  мм). Равномерно распределенная длительная нагрузка, действующая при усилении, равна  $q = 8$  кН/м. Балка усилена в растянутой зоне приваркой дополнительной стержневой арматуры класса S400  $2\text{Ø}20$  мм ( $c_{ad} = 40$  мм) на расстоянии от центра тяжести существующей арматуры  $60$  мм с последующим обетонированием и наращиванием со стороны сжатой зоны толщиной  $h'_{ad} = 100$  мм из бетона класса  $C^{20}/_{25}$ . Требуется определить допускаемую равномерно распределенную длительную нагрузку на усиленную балку перекрытия исходя из требований прочности и эксплуатационной пригодности ( $a_{lim} = \frac{l_{eff}}{200}$ ,  $w_{lim} = 0,3$  мм).

## ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 10. Расчет прочности по сечению, наклонному к продольной оси, железобетонных конструкций, усиленных увеличением их поперечного сечения в зоне действия поперечных сил

*Цель занятия:* научиться выполнять расчет прочности по сечению, наклонному к продольной оси, железобетонных элементов эксплуатируемых конструкций, усиленных увеличением их поперечного сечения в зоне действия поперечных сил (зоне среза).

**Исходные алгоритмы, рабочие формулы для расчета.** В основе решения задач по определению прочности железобетонных элементов, усиленных увеличением их поперечного сечения с обеспечением совместной работы, лежит применение методик расчета действующих норм [8] с учетом наличия в сечении усиленного элемента бетона и арматуры различных классов.

При этом учитываются неисправляемые дефекты и повреждения (коррозия или обрывы поперечной арматуры, повреждения бетона и т.д.) усиливаемого элемента.

При усилении зоны среза железобетонного элемента, имеющего наклонные трещины, дополнительные бетон и поперечная арматура в предельном состоянии не достигают расчетных значений сопротивлений. Поэтому к расчетным сопротивлениям дополнительного бетона и арматуры вводятся понижающие коэффициенты соответственно  $\gamma_{c,ad}$  и  $\gamma_{sw,ad}$ .

При расчете в предельном состоянии железобетонных элементов, усиленных в зоне среза дополнительными бетоном и арматурой, следует применять расчетное сечение с увеличенными в результате усиления поперечными размерами и приведенными значениями прочностных и деформационных характеристик сечения, состоящего из бетона разных классов.

Учет влияния сжатых полок в тавровых и двутавровых усиленных элементах производится в пределах их эффективной ширины  $b'_{f,eff}$ , которая принимается: при обеспечении совместной работы основного и дополнительного бетона на срез с учетом увеличения сечения и составляет не более  $\left[ (b_w + b_{ad}) + 3 \cdot (h'_f + h'_{ad}) \right]$ , при отсутствии совместной работы – без учета увеличения сечения и составляет не более  $(b_w + 3 \cdot h'_f)$ .

**Пример 14.** Железобетонная балка расчетным пролетом  $l_{eff} = 6$  м прямоугольного поперечного сечения с размерами  $b = 150$  мм,  $h = 600$  мм,  $c = 50$  мм загружена в четвертях пролета двумя сосредоточенными силами  $P = 250$  кН. Бетон условного класса  $C'12/15$  ( $f_{cd} = 8$  МПа,  $f_{ctd} = 0,74$  МПа,  $E_c = 24 \cdot 10^3$  МПа). Поперечная арматура класса А-I  $\varnothing 6$  мм ( $f_{ywd} = 157$  МПа,  $A_{sw} = 57$  мм<sup>2</sup>) с шагом  $s = 200$  мм. Дополнительная поперечная арматура класса S400  $\varnothing 10$  мм ( $f_{ywd,ad} = 263$  МПа,  $A_{sw,ad} = 157$  мм<sup>2</sup>) с шагом  $s_{ad} = 160$  мм установлена без предварительного напряжения при наличии в зоне среза конструкции наклонных трещин. Толщина наращивания составляет  $h'_{ad} = 100$  мм, со стороны нижней и боковых граней – 50 мм ( $h_{ad} = 50$  мм,  $b_{ad} = 100$  мм). Бетон наращивания класса  $C20/25$  ( $f_{cd,ad} = 13,3$  МПа,  $f_{ctd,ad} = 1,0$  МПа,  $E_{c,ad} = 29 \cdot 10^3$  МПа). Требуется проверить прочность балки по наклонной сжатой полосе между диагональными трещинами и наклонной трещине.

Определяем приведенные прочностные и деформационные характеристики расчетного сечения усиленной балки (рис. 21) с учетом коэффициентов условий работы дополнительного бетона и поперечной арматуры:  $\gamma_{c,ad} = 0,7$ ,  $\gamma_{sw,ad} = 0,7$ .

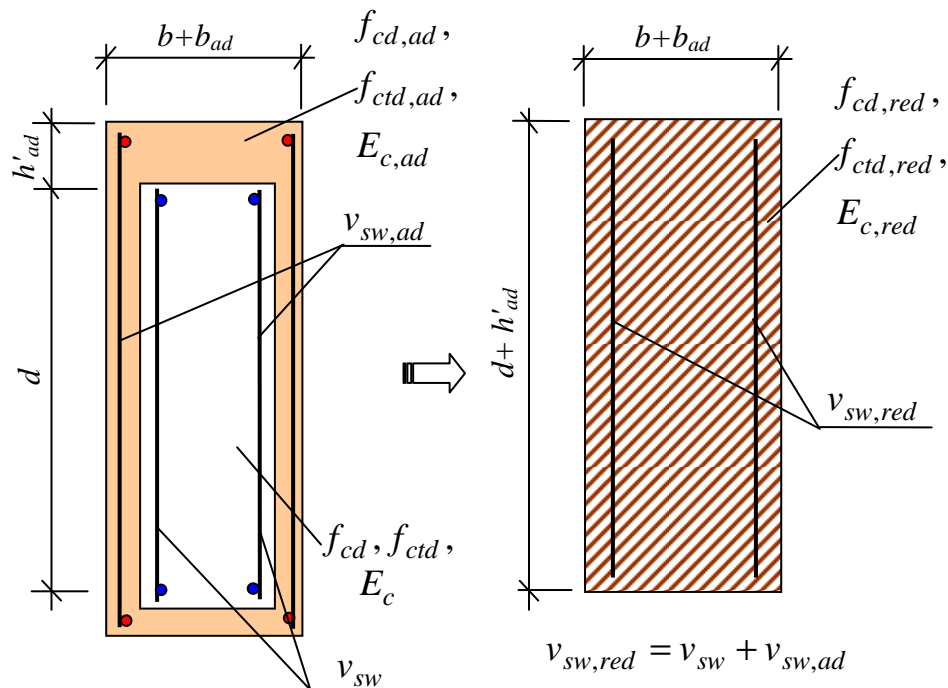


Рис. 21

$$f_{cd,red} = \frac{f_{cd}bd + \gamma_{c,ad} f_{cd,ad} [b_{ad}d + (b + b_{ad})h'_{ad}]}{(b + b_{ad})(d + h'_{ad})} =$$

$$= \frac{8 \cdot 150 \cdot 550 + 0,7 \cdot 13,3 \cdot [100 \cdot 550 + (150 + 100) \cdot 100]}{(150 + 100) \cdot (550 + 100)} = 8,6 \text{ МПа},$$

$$f_{ctd,red} = \frac{f_{ctd}bd + \gamma_{c,ad} f_{ctd,ad} [b_{ad}d + (b + b_{ad})h'_{ad}]}{(b + b_{ad})(d + h'_{ad})} =$$

$$= \frac{0,74 \cdot 150 \cdot 550 + 0,7 \cdot 1 \cdot [100 \cdot 550 + (150 + 100) \cdot 100]}{(150 + 100) \cdot (550 + 100)} = 0,72 \text{ МПа},$$

$$E_{c,red} = \frac{E_c bd + E_{c,ad} [b_{ad}d + (b + b_{ad})h'_{ad}]}{(b + b_{ad})(d + h'_{ad})} =$$

$$= \frac{24 \cdot 10^3 \cdot 150 \cdot 550 + 29 \cdot 10^3 \cdot [100 \cdot 550 + (150 + 100) \cdot 100]}{(150 + 100) \cdot (550 + 100)} = 26,4 \cdot 10^3 \text{ МПа}.$$

$$v_{sw} = \frac{f_{ywd} A_{sw}}{s} = \frac{157 \cdot 57}{200} = 44,7 \text{ Н/мм},$$

$$v_{sw,ad} = \frac{\gamma_{sw,ad} f_{ywd,ad} A_{sw,ad}}{s_{ad}} = \frac{0,7 \cdot 263 \cdot 157}{160} = 180 \text{ Н/мм} > v_{sw} = 44,7 \text{ Н/мм}.$$

Проверяем прочность усиленной балки по наклонной полосе между диагональными трещинами

$$V_{Rd} = 0,3 \eta_{w1} \eta_{c1} f_{cd,red} (b + b_{ad})(d + h'_{ad}) =$$

$$= 0,3 \cdot 1,19 \cdot 0,91 \cdot 8,6 \cdot (150 + 100) \cdot (550 + 100) = 454 \cdot 10^3 \text{ Н} =$$

$$= 454 \text{ кН} > V_{Sd} = 250 \text{ кН} - \text{прочность обеспечена},$$

где  $\eta_{w1} = 1 + 5\alpha_E \rho_{sw} = 1 + 5 \cdot 7,6 \cdot 0,005 = 1,19 \leq 1,3$ ;

$$\alpha_E = E_s / E_{c,red} = 2 \cdot 10^5 / 26,4 \cdot 10^3 = 7,6;$$

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}/s + A_{sw,ad}/s_{ad}}{b + b_{ad}} = \frac{57/200 + 157/160}{150 + 100} = 0,005;$$

$$\eta_{c1} = 1 - \beta_4 f_{cd,red} = 1 - 0,01 \cdot 8,6 = 0,91.$$

Выполняем проверку прочности усиленной балки по наклонной трещине из условия

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} = V_{cd} + V_{sw}.$$

Длину проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось балки принимаем равной расстоянию от сосредоточенного груза до опоры  $l_{inc} = 1500$  мм.

$$V_{cd} = \frac{\eta_{c2} f_{ctd,red} (b + b_{ad}) (d + h'_{ad})^2}{l_{inc}} = \frac{2 \cdot 0,72 \cdot 250 \cdot 650^2}{1500} = 101 \cdot 10^3 \text{ Н} = 101 \text{ кН},$$

$$V_{sw} = (v_{sw} + v_{sw,ad}) \cdot l_{inc,cr} = (44,7 + 180) \cdot 822 = 185 \cdot 10^3 \text{ Н} = 185 \text{ кН}.$$

При этом длина проекции опасной наклонной трещины на продольную ось принимается

$$d + h'_{ad} = 650 \text{ мм} < l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{\eta_{c2} f_{ctd,red} (b + b_{ad}) (d + h'_{ad})^2}{v_{sw} + v_{sw,ad}}} =$$

$$= \sqrt{\frac{2 \cdot 0,72 \cdot 250 \cdot 650^2}{44,7 + 180}} = 822 \text{ мм} < 2 \cdot (d + h'_{ad}) = 2 \cdot 650 = 1300 \text{ мм}.$$

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{sw} = 101 + 185 = 286 \text{ кН} > V_{Sd} = 250 \text{ кН}.$$

Следовательно, прочность обеспечена.

### Задача для самостоятельного решения

**№ 29.** Железобетонная балка монолитного перекрытия пролетом 6 м, усиленная в зоне среза дополнительной поперечной арматурой с предварительным напряжением с последующим обетонированием с обеспечением совместной работы основного и дополнительного бетона на срез (в момент усиления в зоне среза имелись наклонные трещины), загружена равномерно распределенной нагрузкой  $q = 60$  кН/м; поперечная сила на опоре  $V_{Sd(max)} = 500$  кН; размеры поперечного сечения приведены на рис. 22.

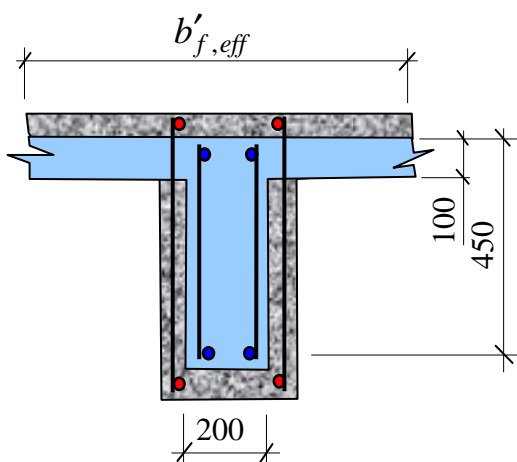


Рис. 22



Бетон балки условного класса  $C'12/15$  ( $f_{cd} = 8$  МПа,  $f_{ctd} = 0,74$  МПа,  $E_c = 24 \cdot 10^3$  МПа). Поперечная арматура класса А-I  $\varnothing 8$  мм ( $f_{ywd} = 157$  МПа,  $A_{sw} = 101$  мм<sup>2</sup>) с шагом  $s = 150$  мм. Дополнительная поперечная арматура класса S500  $\varnothing 10$  мм ( $f_{ywd,ad} = 324$  МПа,  $A_{sw,ad} = 157$  мм<sup>2</sup>) с шагом  $s_{ad} = 200$  мм.

Толщина наращивания составляет  $h'_{ad} = 50$  мм, со стороны нижней и боковых граней – 50 мм ( $h_{ad} = 50$  мм,  $b_{ad} = 100$  мм). Бетон наращивания класса  $C25/30$  ( $f_{cd,ad} = 16,7$  МПа,  $f_{ctd,ad} = 1,2$  МПа,  $E_{c,ad} = 32 \cdot 10^3$  МПа).

Требуется проверить прочность усиленной балки в зоне среза.

## ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 11. Расчет прочности железобетонных конструкций, усиленных изменением их расчетной схемы

*Цель занятия:* научиться выполнять расчет прочности (на примере железобетонных элементов) эксплуатируемых конструкций, усиленных изменением их расчетной схемы: изменением места приложения сосредоточенной нагрузки, устройством дополнительных жестких и упругих опор, предварительно напряженных затяжек и распорок.

**Исходные алгоритмы, рабочие формулы для расчета.** В основе решения задач по определению прочности железобетонных элементов, усиленных изменением расчетной схемы, лежит применение методов строительной механики и принципа независимости действия для определения внутренних усилий в усиливаемом (с учетом изменения его первоначальной расчетной схемы) и дополнительном элементах в линейной постановке.

При расчете прочности усиливаемого элемента на действие измененных внутренних усилий по методикам действующих нормативных документов учитываются его неисправляемые дефекты и повреждения.

**Пример 15.** Полная расчетная нагрузка, действующая на стропильную железобетонную балку пролетом  $l_{eff} = 11,8$  м, составляет  $q = 36$  кН/м. Изгибающий момент, соответствующий прочности балки,  $M_{Rd} = 700$  кНм. Требуется определить длину распределительной балки при симметричном ее расположении относительно середины пролета стропильной балки для

передачи дополнительной сосредоточенной нагрузки в середине пролета от тельфера  $P_{ad} = 56$  кН.

Определяем усилие в стропильной балке от действия полной до установки тельфера и дополнительных нагрузок

$$M_{Sd,q} = \frac{q l_{eff}^2}{8} = \frac{36 \cdot 11,8^2}{8} = 627 \text{ кНм},$$

$$M_{Sd,P} = \frac{P_{ad} l_{eff}}{4} = \frac{56 \cdot 11,8}{4} = 165 \text{ кНм}.$$

Превышение изгибающего момента от внешней нагрузки над изгибающим моментом, соответствующим прочности балки, составляет

$$\Delta M = (M_{Sd,q} + M_{Sd,P}) - M_{Rd} = (627 + 165) - 700 = 92 \text{ кНм}.$$

При симметричном расположении опор распределительной балки относительно середины пролета стропильной балки расстояние между ними должно быть не менее

$$l_{eff,ad} = l_{eff} - \frac{4 \cdot (M_{Rd} - M_{Sd,q})}{P_{ad}} = 11,8 - \frac{4 \cdot (700 - 627)}{56} = 6,6 \text{ м}.$$

При этом поперечное сечение распределительной балки подбирается на изгибающий момент

$$M_{Sd,ad} = \frac{P_{ad} l_{eff,ad}}{4} = \frac{56 \cdot 6,6}{4} = 92 \text{ кНм}.$$

**Пример 16.** Двухпролетная неразрезная железобетонная балка (рис. 23) загружена равномерно распределенной нагрузкой  $q = 15$  кН/м. Балка выполнена из бетона с расчетным сопротивлением на растяжение  $f_{ctd} = 0,9$  МПа, симметрично армирована. Изгибающий момент, соответствующий ее прочности, составляет  $M_{Rd,sp} = M_{Rd,sup} = 56$  кНм. Размеры сечения:  $b = 200$  мм,  $d = 450$  мм. Шаг поперечной арматуры  $\varnothing 8$  мм ( $A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$ ,  $f_{ywd} = 175$  МПа) у существующих опор равен  $s_1 = 200$  мм, в пролете –  $s_2 = 400$  мм. Требуется выполнить расчет усиления балки дополнительной жесткой опорой в середине одного из пролетов, если после усиления в этом пролете будет приложена дополнительная нагрузка  $p = 30$  кН/м.

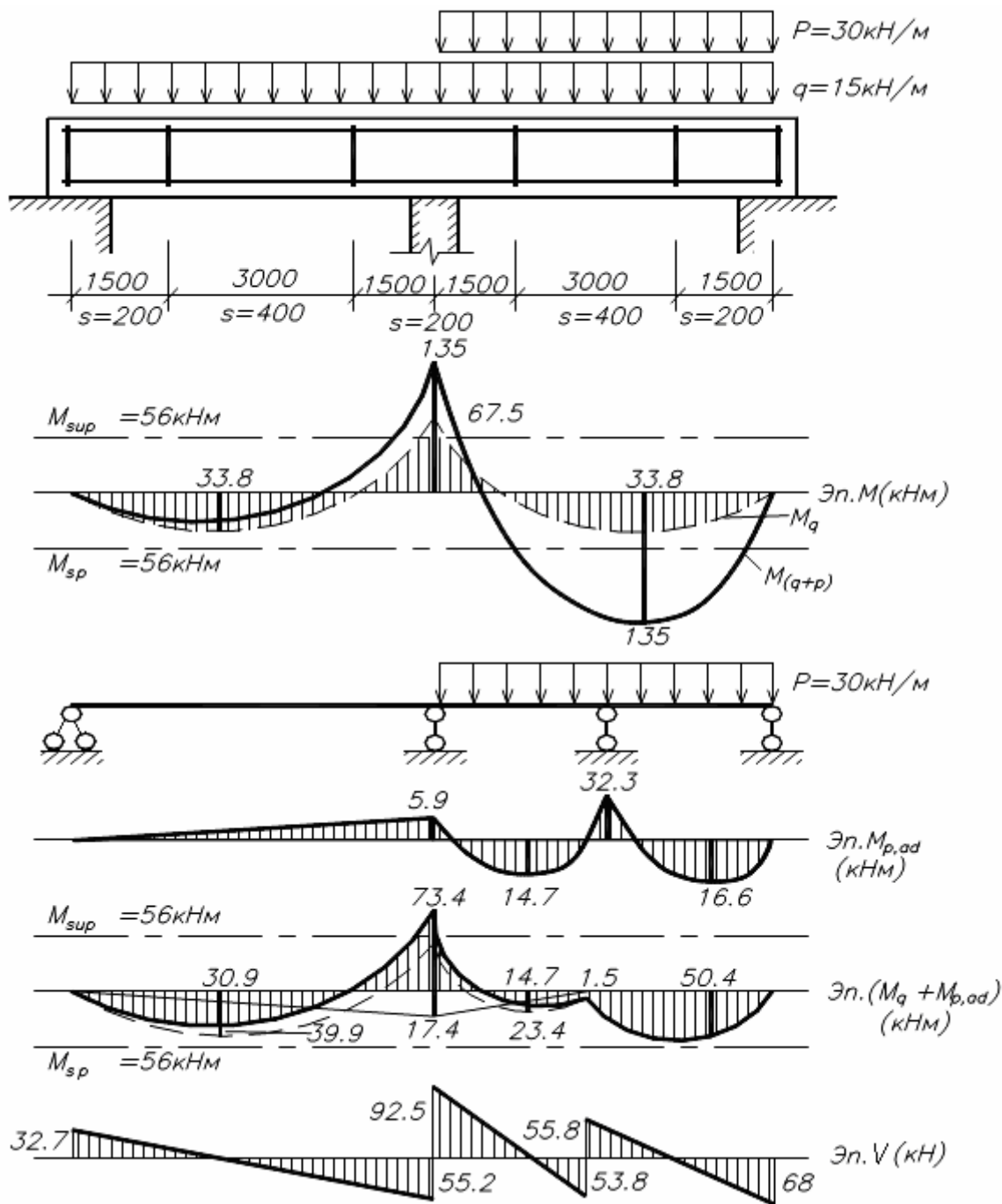


Рис. 23

Как видно из эпюры моментов (см. рис. 23) неразрезная балка не может воспринимать увеличенную нагрузку в одном из ее пролетов. Поэтому для ее усиления подводится дополнительная жесткая опора в середине дополнительно загружаемого пролета. Строим эпюру изгибающих моментов от дополнительной нагрузки при измененной расчетной схеме и суммарную эпюру от полной нагрузки.

Превышение опорного изгибающего момента над изгибающим моментом, соответствующим прочности балки у существующей опоры, равно

$$M_{Sd,sup} - M_{Rd,sup} = 73,4 - 56 = 17,4 \text{ кНм}.$$

С учетом перераспределения усилий с опоры в пролеты изгибающие моменты не превышают предельные. Величина перераспределения на существующей опоре составляет  $\frac{17,4}{73,4} \cdot 100\% = 24\% < 30\%$  – проверка трещиностойкости сечения не требуется.

Выполняем проверку прочности наклонного сечения у новой опоры в зоне среза на действие увеличенной поперечной силы

$$v_{sw} = \frac{f_{ywd} A_{sw}}{s_2} = \frac{175 \cdot 101}{400} = 44,2 \text{ Н/мм},$$

$$M_{cd} = \eta_{c2} f_{ctd} b d^2 = 2 \cdot 0,9 \cdot 200 \cdot 450^2 = 72,9 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм},$$

$$l_{inc} = \sqrt{\frac{M_{cd}}{v_{sw}}} = \sqrt{\frac{72,9 \cdot 10^6}{44,2}} = 1280 \text{ мм} > 2d = 2 \cdot 450 = 900 \text{ мм},$$

принимаем  $l_{inc,cr} = 900 \text{ мм}$ . Тогда значение  $l_{inc}$  для вычисления поперечной силы, воспринимаемой бетоном, равно

$$l_{inc} = \sqrt{\frac{M_{cd}}{q+p}} = \sqrt{\frac{72,9 \cdot 10^6}{(15+30)}} = 1270 \text{ мм}.$$

Проверяем условие прочности по наклонной трещине

$$\begin{aligned} V_{Rd} = V_{cd} + V_{sw} &= \frac{M_{cd}}{l_{inc}} + v_{sw} \cdot l_{inc,cr} = \frac{72,9 \cdot 10^6}{1270} + 44,2 \cdot 900 = 97,2 \cdot 10^3 \text{ Н} = \\ &= 97,2 \text{ кН} > V_{Sd} = 55,8 \text{ кН} \text{ – условие прочности выполняется.} \end{aligned}$$

**Пример 17.** На ребристую железобетонную панель покрытия пролетом  $l_{eff} = 6 \text{ м}$  из бетона класса  $C25/30$  и арматуры класса  $S500$  ( $d = 270 \text{ мм}$ ) действует постоянная нагрузка  $p = 5 \text{ кН/м}$  и временная –  $q = 1,5 \text{ кН/м}$  (рис. 24). Изгибающий момент, соответствующий прочности ребристой панели покрытия составляет  $M_{Rd} = 20 \text{ кНм}$ . Требуется подобрать сечение подпиральной стальной балки пролетом  $l_{eff,ad} = 6 \text{ м}$  при создании упругой опоры в середине пролета, если усиление выполняется при отсутствии временной нагрузки.

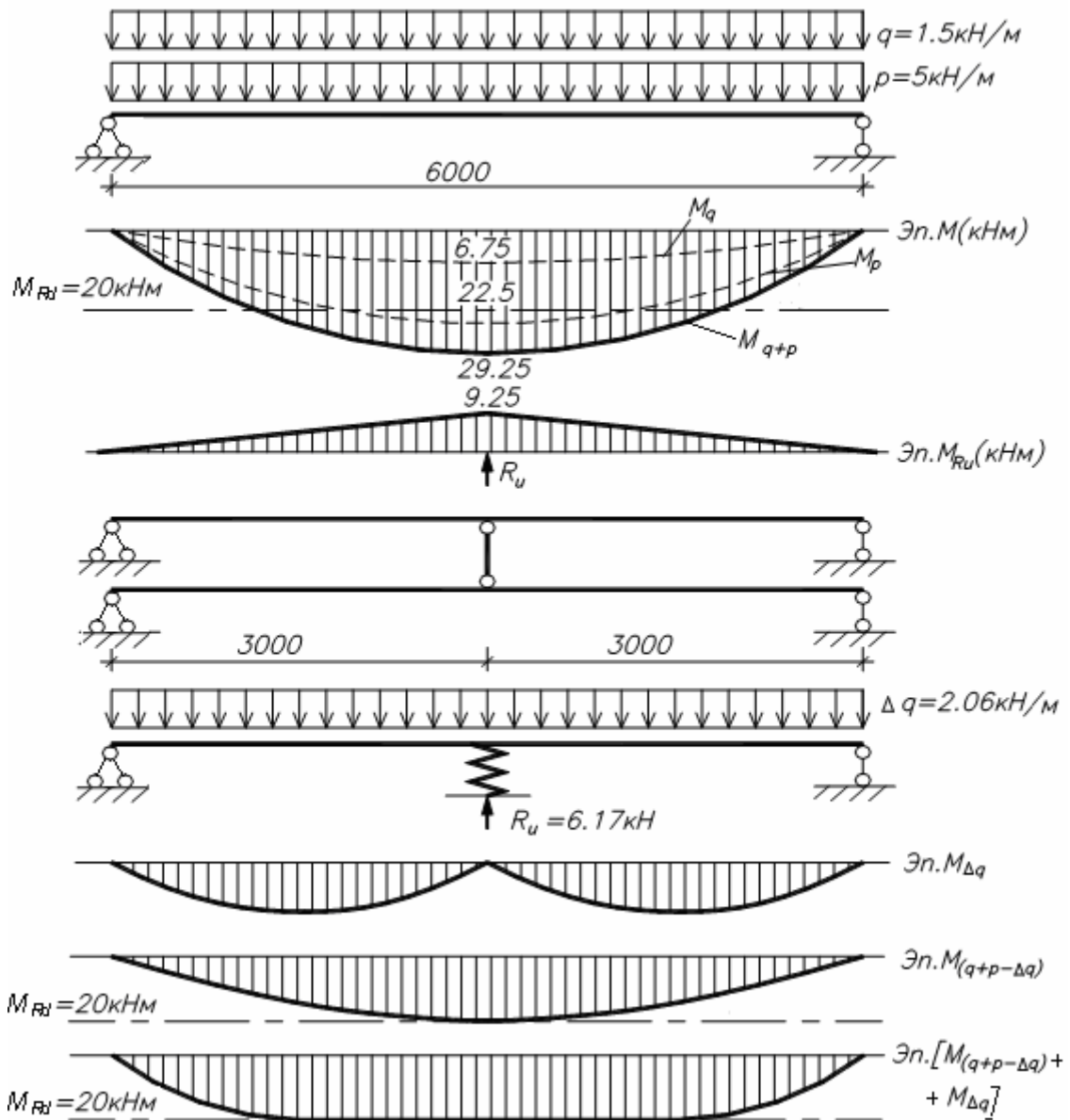


Рис. 24

Определяем изгибающий момент от постоянной нагрузки и временной нагрузок:

$$M_{Sd,p} = \frac{pl_{eff}^2}{8} = \frac{5 \cdot 6^2}{8} = 22,5 \text{ кНм}, \quad M_{Sd,q} = \frac{ql_{eff}^2}{8} = \frac{1,5 \cdot 6^2}{8} = 6,75 \text{ кНм}.$$

Вычисляем превышение момента от полной нагрузки над изгибающим моментом, соответствующим прочности панели.

$$\Delta M = (M_{Sd,p} + M_{Sd,q}) - M_{Rd} = (22,5 + 6,75) - 20 = 9,25 \text{ кНм}.$$

Требуемая реакция упругой опоры в середине пролета в предельном состоянии при действии на панель полной нагрузки равна

$$R_u = \frac{4 \cdot \Delta M}{l_{eff}} = \frac{4 \cdot 9,25}{6} = 6,2 \text{ кН}.$$

Реакция упругой опоры от действия временной нагрузки, приложенной после усиления равна

$$R_{ad} = \frac{4 \cdot M_{sd,q}}{l_{eff}} = \frac{4 \cdot 6,75}{6} = 4,5 \text{ кН}.$$

Тогда величина усилия предварительного напряжения, приложенного в середине пролета балки в момент усиления должна составлять

$$R = R_u - R_{ad} = 1,7 \text{ кН}.$$

Нагрузка, перераспределяемая при усилении предварительно напряженной упругой опорой, равна

$$\Delta q = \frac{8 \cdot \Delta M}{l_{eff}^2} = \frac{8 \cdot 9,25}{6^2} = 2,06 \text{ кН/м}.$$

Прогибы усиливаемой панели от нагрузки, приложенной после усиления, и реакции дополнительной опоры, а также подпирющей балки равны

$$a = \frac{5\Delta q l_{eff}^4}{384B} - \frac{R_u l_{eff}^3}{48B}, \quad a_{ad} = \frac{R_u l_{eff,ad}^3}{48B_{ad}}.$$

Так как  $a = a_{ad}$ ,  $\frac{5\Delta q l_{eff}^4}{384B} - \frac{R_u l_{eff}^3}{48B} = \frac{R_u l_{eff,ad}^3}{48B_{ad}}$ , откуда при  $l_{eff} = l_{eff,ad}$ ,

$$B_{ad} = \frac{8R_u B}{5\Delta q l_{eff} - 8R_u} = \frac{8 \cdot 6,2 \cdot 10^3 \cdot 15,04 \cdot 10^{11}}{5 \cdot 2,06 \cdot 6 \cdot 10^3 - 8 \cdot 6,2 \cdot 10^3} = 61,14 \cdot 10^{11} \text{ Н} \cdot \text{мм}^2.$$

Жесткость усиливаемой панели в предельном состоянии определяем по формуле

$$B = \frac{M_{Rd}}{(1/r)_{cr}} = \frac{20 \cdot 10^6}{1,33 \cdot 10^{-5}} = 15,04 \cdot 10^{11} \text{ Н} \cdot \text{мм}^2,$$

где  $(1/r)_{cr} = \frac{\epsilon_{cm} + \epsilon_{sm,0}}{d} = \frac{0,9 \cdot 1,75 \cdot 10^{-3} + 0,9 \cdot 2,25 \cdot 10^{-3}}{270} = 1,33 \cdot 10^{-5} \text{ мм}^{-1};$

$$\varepsilon_{sy} = f_{yd} / E_s = 450 / 2 \cdot 10^5 = 2,25 \cdot 10^{-3}.$$

При модуле упругости стали подпиральной балки  $E_s = 2 \cdot 10^5$  МПа,

$$I_{ad} = \frac{B_{ad}}{E_s} = \frac{61,14 \cdot 10^{11}}{2 \cdot 10^5} = 3,060 \cdot 10^6 \text{ мм}^4 = 3060 \text{ см}^4.$$

Балку для упругой опоры принимаем из двух швеллеров № 20 по ГОСТ 8240-89 ( $I_{ad} = 3040 \text{ см}^4$ ).

**Пример 18.** Изгибающий момент, соответствующий прочности второстепенной балки монолитного перекрытия, равен  $M_{Rd} = 143$  кНм. Балка выполнена из бетона с расчетными характеристиками  $f_{cd} = 8,5$  МПа,  $f_{ctd} = 0,75$  МПа,  $\alpha = 1$ ,  $E_c = 23 \cdot 10^3$  МПа. Размеры сечения:  $b_w = 300$  мм,  $b'_f = 2000$  мм,  $h'_f = 80$  мм,  $d = 560$  мм (рис. 25). Балка имеет арматуру с расчетным сопротивлением  $f_{yd} = 257$  МПа,  $A_s = 911$  мм<sup>2</sup>. Балка усилена предварительно напряженной горизонтальной затяжкой из арматуры  $2\text{Ø}16$  мм ( $A_{p,ad} = 402$  мм<sup>2</sup>) с расчетным сопротивлением  $f_{pd,ad} = 510$  МПа,  $f_{pk,ad} = 580$  МПа. Расстояние от нижней грани до центра тяжести ветвей затяжки составляет 100 мм. Равномерно распределенная нагрузка, действующая в момент усиления, составляет 20 кН/м, после усиления будет составлять 50 кН/м. Требуется проверить прочность усиленной второстепенной балки при действии кратковременной нагрузки, а также рассчитать величину отклонения ветвей затяжки при осуществлении ее предварительно напряжения.

Вычисляем изгибающие моменты в балке до усиления и после:

$$M_{Sd,1} = \frac{20 \cdot 6^2}{8} = 90 \text{ кНм}, \quad M_{Sd,2} = \frac{50 \cdot 6^2}{8} = 225 \text{ кНм}.$$

Определяем дополнительные сжимающую силу и концевой момент от опорной реакции затяжки в предельном состоянии:

$$N_{ad} = \gamma_{p,ad} f_{pd,ad} A_{p,ad} = 0,8 \cdot 510 \cdot 402 = 164 \text{ кН},$$

$$M_{ad} = N_{ad} e_{ad} = 164 \cdot 0,5 = 82 \text{ кНм}, \quad e_{ad} = (0,4 + 0,1) = 0,5 \text{ м},$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \cdot 10^5}{23 \cdot 10^3} = 9,1, \quad y = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{131 \cdot 10^6}{324,3 \cdot 10^3} = 400 \text{ мм} = 0,4 \text{ м},$$

$$A_{red} = A_c + \alpha A_s = (300 \cdot 600 + 1700 \cdot 80) + 9,1 \cdot 911 = 324,3 \cdot 10^3 \text{ мм}^2,$$

$$S_{red} = (300 \cdot 600 \cdot 300 + 1700 \cdot 80 \cdot 560) + 9,1 \cdot 911 \cdot 40 = 131 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

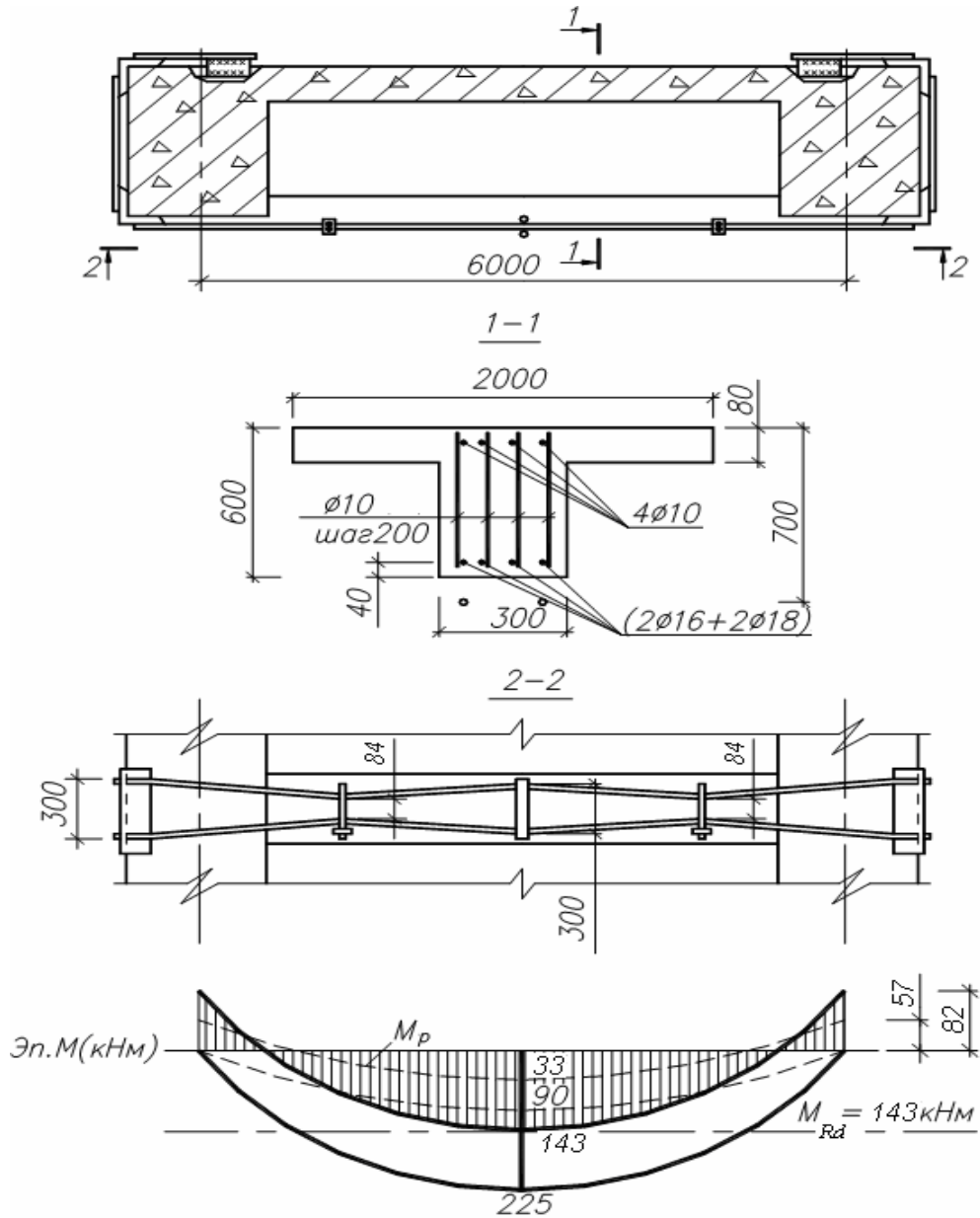


Рис. 25

Выполняем проверку усиленной конструкции как внецентренно сжатого элемента с учетом влияния затяжки при

$$M_{Sd} = 225 - 82 = 143 \text{ кНм}, \quad N_{Sd} = N_{ad} = 164 \text{ кН}.$$

$$e_o = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} = \frac{143}{164} \cdot 10^3 = 871 \text{ мм}, \quad e = e_o + y - c = 871 + 400 - 40 = 1231 \text{ мм}.$$



Так как  $h'_f = 80 \text{ мм} > 0,1h = 0,1 \cdot 600 = 60 \text{ мм}$ , то  $b'_f = 2000 \text{ мм}$ .

Определяем положение нижней границы сжатой зоны. Так как

$$N_{Sd} + f_{yd}A_s = 164 \cdot 10^3 + 257 \cdot 911 = 398 \cdot 10^3 \text{ Н} < f_{cd}b'_f h'_f = \\ = 8,5 \cdot 2000 \cdot 80 = 1360 \cdot 10^3 \text{ Н} - \text{проходит в полке.}$$

$$x_{eff} = \frac{N_{Sd} + f_{yd}A_s}{f_{cd}b'_f} = \frac{164 \cdot 10^3 + 257 \cdot 911}{8,5 \cdot 2000} = 24 \text{ мм},$$

$$\frac{x_{eff}}{d} = \frac{24}{560} = 0,042 < \xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,782}{1 + \frac{510}{500} \left(1 - \frac{0,782}{1,1}\right)} = 0,604,$$

$$\omega = k_c - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 8,5 = 0,782,$$

$$(Ne)_{Rd} = f_{cd}b'_f x_{eff} (d - 0,5x_{eff}) = 8,5 \cdot 2000 \cdot 24 \cdot (560 - 0,5 \cdot 24) =$$

$$= 224 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 224 \text{ кНм} > (Ne)_{Sd} = 164 \cdot 10^3 \cdot 1231 = 202 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 202 \text{ кНм.}$$

Следовательно, прочность обеспечена.

Аналогично производим проверку прочности опорного сечения, в котором появились отрицательные изгибающие моменты  $M_{Sd} = 82 \text{ кНм}$  с учетом арматуры  $4\varnothing 10 \text{ мм}$  ( $c_1 = 40 \text{ мм}$ ,  $A_s = 314 \text{ мм}^2$ ,  $f_{yd} = 200 \text{ МПа}$ ).

$$e_o = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} = \frac{82}{164} \cdot 10^3 = 500 \text{ мм}, \quad e = e_o - y + c = 500 - 400 + 40 = 140 \text{ мм},$$

$$x_{eff} = \frac{N_{Sd} + f_{yd}A_s}{f_{cd}b_w} = \frac{164 \cdot 10^3 + 200 \cdot 314}{8,5 \cdot 300} = 89 \text{ мм},$$

$$\frac{x_{eff}}{d} = \frac{89}{560} = 0,159 < \xi_{lim} = 0,604,$$

$$(Ne)_{Rd} = f_{cd}b_w x_{eff} (d - 0,5x_{eff}) = 8,5 \cdot 300 \cdot 89 \cdot (560 - 0,5 \cdot 89) =$$

$$= 117 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 117 \text{ кНм} > (Ne)_{Sd} = 164 \cdot 10^3 \cdot 140 = 23 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 23 \text{ кНм}.$$

Следовательно, прочность обеспечена.

Производим проверку прочности наклонного сечения на действие увеличенной поперечной силы

$$V_{Sd,max} = ql^{eff}/2 = 50 \cdot 6/2 = 150 \text{ кН},$$

$$A_{sw} = 78,5 \text{ мм}^2, n = 4, f_{ywd} = 160 \text{ МПа}, s = 200 \text{ мм},$$

$$b'_f = b_w + 3h'_f = 300 + 3 \cdot 80 = 540 \text{ мм},$$

$$v_{sw} = \frac{f_{ywd} A_{sw}}{s} = \frac{160 \cdot 78,5 \cdot 4}{200} = 250 \text{ Н/мм},$$

$$M_{cd} = \eta_{c2} (1 + \eta_f + \eta_N) f_{ctd} b_w d^2 = 2 \cdot 1,22 \cdot 0,75 \cdot 300 \cdot 540^2 = 160 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм},$$

$$\eta_f = 0,75 \frac{(b'_f - b_w) \cdot h'_f}{b_w d} = 0,75 \cdot \frac{(540 - 300) \cdot 80}{300 \cdot 560} = 0,09 < 0,5,$$

$$\eta_N = 0,1 \frac{N_{Sd}}{f_{ctd} \cdot b_w \cdot d} = 0,1 \cdot \frac{164 \cdot 10^3}{0,75 \cdot 300 \cdot 560} = 0,13 < 0,5,$$

$$1 + \eta_f + \eta_N = 1 + 0,09 + 0,13 = 1,22 < 1,5,$$

$$l_{inc} = \sqrt{\frac{M_{cd}}{v_{sw}}} = \sqrt{\frac{160 \cdot 10^6}{250}} = 800 \text{ мм} > 2d = 2 \cdot 560 = 1120 \text{ мм},$$

принимаем  $l_{inc,cr} = 800 \text{ мм}$ . Тогда значение  $l_{inc}$  для вычисления поперечной силы, воспринимаемой бетоном, равно

$$l_{inc} = \sqrt{\frac{M_{cd}}{q}} = \sqrt{\frac{160 \cdot 10^6}{50}} = 1790 \text{ мм}.$$

Проверяем условие прочности по наклонной трещине

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{sw} = \frac{M_{cd}}{l_{inc}} + v_{sw} \cdot l_{inc,cr} = \frac{160 \cdot 10^6}{1790} + 250 \cdot 800 = 290 \cdot 10^3 \text{ Н} =$$

$$= 290 \text{ кН} > V_{Sd} = V_{Sd,max} - q \cdot l_{inc} = 150 \cdot 10^3 - 50 \cdot 1790 = 61 \cdot 10^3 \text{ Н} = 61 \text{ кН}.$$

Следовательно, условие прочности выполняется.

При усилении балки затяжкой может появиться отрицательный изгибающий момент в пролете от предварительного напряжения в затяжке.

Необходимо выполнить проверку прочности балки на стадии усиления на действие усилия предварительного напряжения в затяжке при нагрузке на конструкцию в момент устройства затяжки. Определяем требуемое предварительное напряжение затяжки

$$\sigma_p = \frac{M_{sd,1}}{M_{sd,2}} f_{pk,ad} = \frac{90}{225} \cdot 580 = 232 \text{ МПа} < 0,4 f_{pk,ad} = 0,4 \cdot 580 = 236 \text{ МПа} ,$$

принимаем  $\sigma_p = 236 \text{ МПа}$ . Усилие предварительного напряжения в затяжке равно  $P = \sigma_p A_{p,ad} = 236 \cdot 402 = 95 \cdot 10^3 \text{ Н} = 95 \text{ кН}$ .

С учетом коэффициента точности натяжения при неблагоприятном влиянии предварительного напряжения  $\gamma_p = 1 + \Delta\gamma_p = 1 + 0,2 = 1,2$ ,  $\Delta\gamma_p = 0,2$ ;  $P = 95 \cdot 1,2 = 114 \text{ кН}$ . Тогда разгружающий момент

$$M_{ad,p} = 114 \cdot 0,5 = 57 \text{ кНм} .$$

Изгибающий момент усиленной конструкции от нагрузки, действующей в момент усиления, и усилия в затяжке от действия предварительного напряжения равен  $M_{sd} = 90 - 57 = 33 \text{ кНм} > 0$ . Следовательно, проверка прочности конструкции на стадии усиления не требуется.

Определяем величину предварительного напряжения в затяжке для расчета отклонения ветвей при натяжении с учетом потерь:

$$\sigma_p = 236 \text{ МПа} + \Delta\sigma_{p,A} + \Delta\sigma_{p,ir} + \Delta\sigma_{p,c} = 236 + 188 + 3,6 + 13 = 441 \text{ МПа} ,$$

где – потери от деформации анкеров на растворе:

$$\Delta\sigma_{p,A} = \frac{\Delta l_{ad}}{l_{ad}} E_{s,ad} = \frac{6}{6400} \cdot 2 \cdot 10^5 = 188 \text{ МПа} ,$$

$$\Delta l_{ad} = 2 \cdot 3 = 6 \text{ мм}, \quad l_{ad} = 6,4 \text{ м}, \quad E_{s,ad} = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа};$$

– потери от релаксации напряжений:

$$\Delta\sigma_{p,ir} = 0,1\sigma_p - 20 = 0,1 \cdot 236 - 20 = 3,6 \text{ МПа};$$

– потери от упругого обжатия бетона:

$$\Delta\sigma_{p,c} = \alpha \cdot \left( \frac{P}{A_{red}} + \frac{P \cdot e_{ad} \cdot y}{I_{red}} \right) = 9,1 \cdot \left( \frac{95 \cdot 10^3}{324,3 \cdot 10^3} + \frac{95 \cdot 10^3 \cdot 500 \cdot 400}{1,723 \cdot 10^{10}} \right) = 13 \text{ МПа} ,$$

$$I_{red} = \frac{300 \cdot 600^3}{12} + 300 \cdot 600 \cdot 200^2 + \frac{1700 \cdot 80^3}{12} + 1700 \cdot 80 \cdot 160^2 + 9,1 \cdot 911 \cdot 360^2 =$$

$$= 1,723 \cdot 10^{10} \text{ мм}^4, \quad e_{ad} = y + 100 \text{ мм} = 400 + 100 = 500 \text{ мм}.$$

Для натяжения затяжки двумя стяжными болтами с распоркой длиной 300 мм в середине пролета вычисляем величину отклонения одной ветви затяжки по формуле (12.2):  $m = 1$ ,  $l = l_1 = 6400 \text{ мм}$ ,  $n = 2$ ,

$$C = \frac{ml_1}{2n} \sqrt{\left(\frac{l}{l_1} \cdot \frac{\sigma_p}{E_{s,ad}} + 1\right)^2} - 1 = \frac{1 \cdot 6400}{2 \cdot 2} \sqrt{\left(\frac{6400}{6400} \cdot \frac{441}{2 \cdot 10^5} + 1\right)^2} - 1 = 106 \text{ мм},$$

то есть расстояние в свету между ветвями затяжки должно быть доведено до  $300 - 2 \cdot 106 = 84 \text{ мм}$ .

**Пример 19.** Крайняя колонна рамного не смещаемого каркаса сечением  $b = 400 \text{ мм}$ ,  $h = 500 \text{ мм}$  из бетона с расчетным сопротивлением  $f_{cd} = 8,5 \text{ МПа}$ ,  $\alpha = 0,85$  имеет арматуру с расчетным сопротивлением  $f_{yd} = 256 \text{ МПа}$ ,  $A_s = 1232 \text{ мм}^2$ ,  $A_{s,1} = 1232 \text{ мм}^2$  ( $c = c_1 = 50 \text{ мм}$ ). Требуется проверить прочность без учета продольного изгиба колонны, усиленной предварительно напряженной односторонней распоркой, и распорки в момент усиления, а также рассчитать величину ее отклонения от вертикали при осуществлении предварительного напряжения. Продольная сила и изгибающий момент, действующие на колонну на момент усиления составляют:  $N_{sd,1} = 1000 \text{ кН}$ ,  $M_{sd,1} = 100 \text{ кНм}$ , после усиления расчетные усилия будут составлять:  $N_{sd,2} = 2500 \text{ кН}$ ,  $M_{sd,2} = 250 \text{ кНм}$ . Предварительное напряжение распорки будет осуществляться с перегибом ее в середине высоты и в местах приварки к оголенной арматуре колонны по концам (рис. 26). Распорка состоит из двух равнополочных уголков  $100 \times 100 \times 10 \text{ мм}$  по ГОСТ 8509-93 ( $A_{p,ad} = 3848 \text{ мм}^2$ ,  $R_{y,ad} = 225 \text{ МПа}$ ,  $R_{yn,ad} = 235 \text{ МПа}$ ,  $c_{1,ad} = 30 \text{ мм}$ ).

Выполняем проверку усиленной колонны как внецентренно сжатого элемента с учетом влияния распорки при действии нагрузки после усиления:

$$e_o = \frac{M_{sd,2}}{N_{sd,2}} = \frac{250}{2500} = 0,1 \text{ м} = 100 \text{ мм}.$$

Для симметричного сечения  $y = h/2 = 500/2 = 250 \text{ мм}$ ,

$$e = e_o + y - c = 100 + 250 - 50 = 300 \text{ мм}.$$

Дополнительные растягивающая сила и концевой момент в месте за-крепления распорки на колонне в предельном состоянии равны:

$$N'_{ad} = \gamma_{s,ad} R_{y,ad} A_{p,ad} = 0,75 \cdot 225 \cdot 3848 = 650 \cdot 10^3 \text{ Н} = 650 \text{ кН},$$

$$M'_{ad} = N'_{ad} e_{ad} = 650 \cdot 0,28 = 182 \text{ кНм},$$

где  $e_{ad} = h - y + c_{1,ad} = 500 - 250 + 30 = 280 \text{ мм} = 0,28 \text{ м}$ .

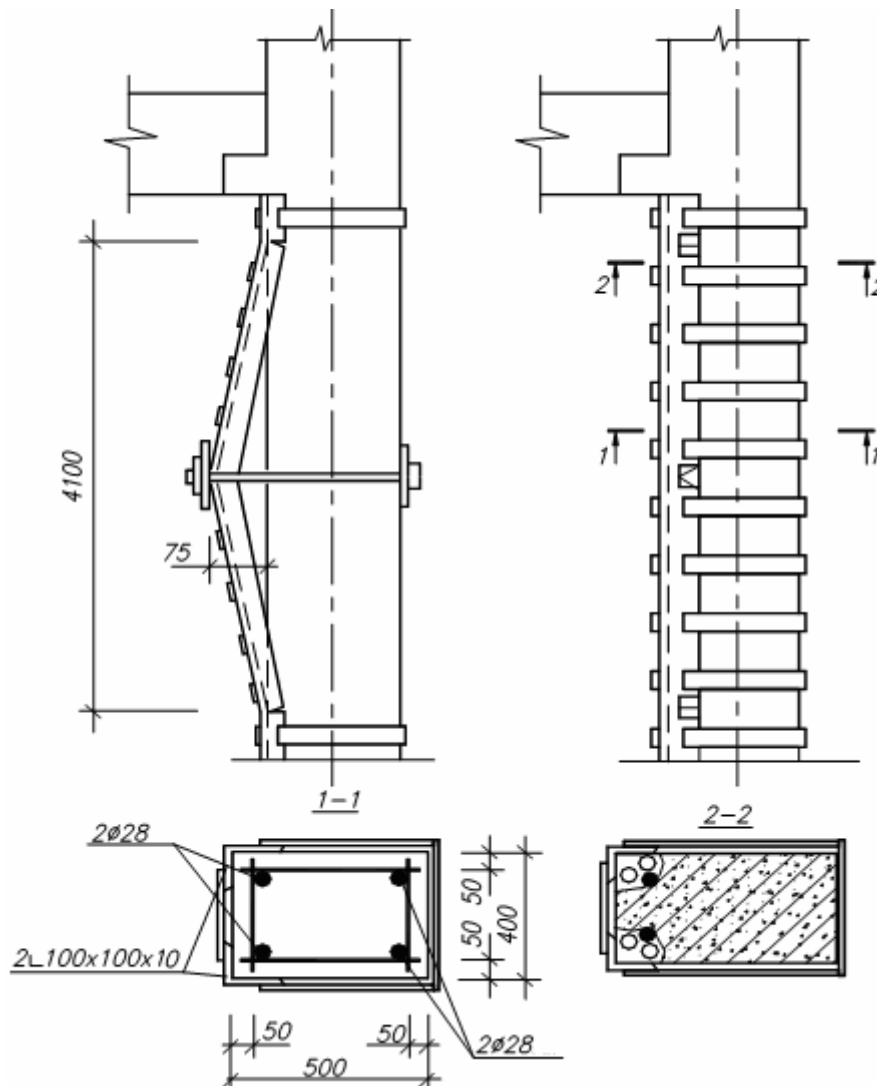


Рис. 26

Тогда расчетные усилия в колонне после усиления при измененной расчетной схеме составляют:

$$N_{sd} = N_{sd,2} - N'_{ad} = 2500 - 650 = 1850 \text{ кН},$$

$$M_{sd} = M_{sd,2} - M'_{ad} = 250 - 182 = 68 \text{ кНм}.$$

Выполняем проверку прочности колонны при измененных в результате устройства распорки внутренних усилиях по программе «БЕТА» на ЭВМ. Результаты расчета:  $N_{Rd} = 1953$  кН,  $M_{Rd} = 72,4$  кНм. Условие прочности  $M_{Rd} = 72,4$  кНм  $>$   $M_{Sd} = 68$  кНм – выполняется.

Определяем требуемое предварительное напряжение распорки

$$\sigma_p = \frac{M_{Sd,1}}{M_{Sd,2}} R_{y,ad} = \frac{100}{250} \cdot 225 = 90 \text{ МПа} < 0,4 R_{yn,ad} = 0,4 \cdot 235 = 94 \text{ МПа}.$$

Усилие предварительного напряжения в распорке с учетом надрезов полок уголков в местах перегибов ( $\approx 50\%$ ) равно

$$P = \sigma_p A_{p,ad} = 94 \cdot 3848 = 360 \cdot 10^3 \text{ Н} = 360 \text{ кН} < 0,5 \cdot A_{p,ad} \cdot R_{yn,ad} = \\ = 0,5 \cdot 3848 \cdot 235 = 452 \cdot 10^3 \text{ Н} = 452 \text{ кН}.$$

С учетом коэффициента точности напряжения при его неблагоприятном влиянии  $\gamma_p = 1 + \Delta\gamma_p = 1 + 0,2 = 1,2$ ,  $\Delta\gamma_p = 0,2$ ,

$$P = 360 \cdot 1,2 = 432 \text{ кН} < N_{Sd,1} = 1000 \text{ кН};$$

разгружающий изгибающий момент

$$M_{ad,p} = 432 \cdot 0,28 = 121 \text{ кНм} > M_{Sd,1} = 100 \text{ кНм}.$$

Таким образом, от влияния распорки в колонне на момент усиления образуется изгибающий момент обратного знака  $\Delta M_{Sd} = 121 - 100 = 21$  кНм при продольном сжимающем усилии  $\Delta N_{Sd} = 1000 - 432 = 568$  кН. Производим проверку на ЭВМ сечения колонны при усилиях в момент усиления. Результаты расчета:  $M_{Rd} = 72,5$  кНм,  $N_{Rd} = 1946$  кН. Условие прочности  $M_{Rd} = 72,5$  кНм  $>$   $\Delta M_{Sd} = 21$  кНм – выполняется.

Поскольку концы распорки соединены с арматурой колонны через прокладки сваркой, то потери предварительного напряжения от деформации анкеров по концам принимаем равными нулю.

Вычисляем величину отклонения стоек распорки по формуле (12.2)

$$m = 1, \quad l_1 = 4100 \text{ мм}, \quad n = 2, \quad l = 4100 \text{ мм},$$

$$C = \frac{ml_1}{2n} \sqrt{\left(\frac{l}{l_1} \cdot \frac{\sigma_p}{E_{s,ad}} + 1\right)^2} - 1 = \frac{1 \cdot 4100}{2 \cdot 2} \sqrt{\left(\frac{4100}{4100} \cdot \frac{94}{2 \cdot 10^5} + 1\right)^2} - 1 = 35 \text{ мм}.$$

Далее производится проверка стальной предварительно напряженной распорки в момент усиления по [11]:

$$i_{\min} = 30,3 \text{ мм}, \quad l_{eff} = 2050 \text{ мм}, \quad \lambda = \frac{l_{eff}}{i_{\min}} = \frac{2050}{30,3} = 67,$$

$$\lambda_1 = \lambda \sqrt{\frac{R_{y,ad}}{E_{s,ad}}} = 67 \cdot \sqrt{\frac{225}{2 \cdot 10^5}} = 2,24, \quad \varphi = 0,792,$$

$$P = 432 \text{ кН} < N_u = \varphi R_{y,ad} A_{p,ad} = 0,792 \cdot 225 \cdot 3848 = 685 \cdot 10^3 \text{ Н} = 685 \text{ кН}.$$

Следовательно, прочность обеспечена.

### Задачи для самостоятельного решения

**№ 30.** Нагрузка, действующая на железобетонную ребристую панель шириной 1,5 м, пролетом  $l_{eff} = 6$  м, составляет  $q = 4$  кН/м<sup>2</sup>. Изгибающий момент, соответствующий прочности панели,  $-M_{Rd} = 32,5$  кНм. Требуется рассчитать размеры распределительного устройства для передачи дополнительной сосредоточенной нагрузки в центре панели  $P_{ad} = 10$  кН при симметричном его расположении относительно центра панели.

**№ 31.** Железобетонная балка пролетом  $l_{eff} = 8$  м загружена равномерно распределенной нагрузкой  $q = 10$  кН/м. Балка выполнена из бетона с расчетным сопротивлением на растяжение  $f_{ctd} = 1$  МПа, симметрично армирована. Изгибающий момент, соответствующий ее прочности, составляет  $M_{Rd} = 125$  кНм. Размеры сечения:  $b = 300$  мм,  $d = 550$  мм. Шаг поперечной арматуры  $\varnothing 10$  мм ( $A_{sw} = 236$  мм<sup>2</sup>,  $f_{ywd} = 175$  МПа,  $n = 3$ ) у опор равен  $s_1 = 200$  мм, в пролете –  $s_2 = 300$  мм. Требуется выполнить расчет усиления балки двумя дополнительными жесткими опорами в четвертях пролета, если после усиления в этом пролете будет приложена дополнительная нагрузка  $p = 50$  кН/м (от дополнительной нагрузки при измененной расчетной схеме в балке: изгибающие моменты –  $M_{Sd,sp} = 44$  кНм (в среднем пролете),  $M_{Sd,sup} = 56$  кНм (на дополнительных опорах); поперечные силы –  $V_{Sd} = 100$  кН (у дополнительной опоры),  $V_{Sd} = 22$  кН (у основной опоры)).

**№ 32.** Железобетонная балка пролетом  $l_{eff} = 7$  м нагружена постоянной ( $p = 16$  кН/м) и временной ( $q = 34$  кН/м) нагрузками. Изгибающий момент, соответствующий прочности балки, составляет  $M_{Rd} = 250$  кНм. Требуется подобрать сечение подпирательной стальной балки пролетом  $l_{eff,ad} = 7$  м при создании упругой опоры в середине пролета, если усиление выполняется при отсутствии временной нагрузки. Жесткость железобетонной балки в предельном состоянии равна  $B_1 = 8 \cdot 10^{12}$  Н · мм<sup>2</sup>.

**№ 33.** Ребристая панель перекрытия пролетом  $l_{eff} = 6$  м из тяжелого бетона ( $f_{cd} = 11,5$  МПа,  $f_{ctd} = 0,9$  МПа,  $E_c = 27 \cdot 10^3$  МПа) с размерами поперечного сечения  $b = 140$  мм,  $h = 300$  мм,  $d = 270$  мм,  $b'_f = 1460$  мм,  $h'_f = 30$  мм имеет стержневой арматуру с расчетным сопротивлением  $f_{yd} = 450$  МПа,  $A_s = 402$  мм<sup>2</sup>. Поперечная арматура класса S500 проволока  $\varnothing 5$  мм ( $f_{ywd} = 295$  МПа,  $A_{swd} = 19,6$  мм<sup>2</sup>,  $n = 2$ ,  $s = 60$  мм). Изгибающий момент, соответствующий прочности панели перекрытия, равен  $M_{Rd} = 48,5$  кНм. Панель усилена предварительно напряженной шпренгельной затяжкой (рис. 27) из арматуры  $2\varnothing 25$  мм ( $f_{pd,ad} = 365$  МПа,  $f_{pk,ad} = 390$  МПа). Равномерно распределенная нагрузка, действующая в момент усиления, составляет  $5$  кН/м<sup>2</sup>. После усиления дополнительно будет приложена нагрузка в виде двух сосредоточенных сил  $P = 50$  кН в четвертях пролета. Требуется проверить прочность усиленной ребристой панели.

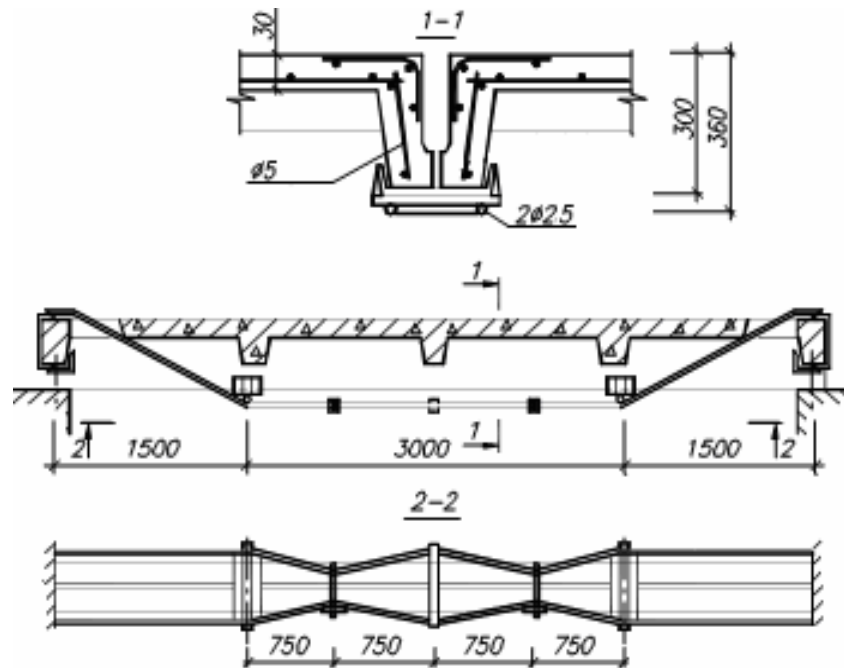


Рис. 27

**№ 34.** Центрально-нагруженная колонна каркаса  $l_{eff} = 3$  м сечением  $b = 400$  мм,  $h = 400$  мм из бетона с расчетным сопротивлением  $f_{cd} = 10$  МПа имеет арматуру с расчетным сопротивлением  $f_{yd} = 365$  МПа,  $A_s = 982$  мм<sup>2</sup>,  $A_{s,1} = 982$  мм<sup>2</sup> ( $c = c_1 = 50$  мм). Требуется



проверить прочность колонны, усиленной предварительно напряженной двухсторонней распоркой, если продольная сила, действующая на колонну на момент усиления, составляет  $N_{sd,1} = 1000$  кН, после усиления будет составлять  $N_{sd,2} = 3000$  кН. Предварительное напряжение распорки будет осуществляться с перегибом ее в середине высоты. Распорка состоит из равнополочных уголков  $100 \times 100 \times 10$  мм по ГОСТ 8509-93 ( $A_{p,ad} = 7696$  мм<sup>2</sup>,  $R_{y,ad} = 225$  МПа,  $R_{yn,ad} = 235$  МПа,  $c_{1,ad} = 30$  мм).

## ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 12. Расчет прочности усиленных каменных конструкций

*Цель занятия:* научиться выполнять расчет прочности каменных и армокаменных элементов эксплуатируемых конструкций, усиленных увеличением их поперечного сечения, наращиванием каменной кладкой, железобетоном, а также устройством железобетонной, растворной и стальной обоями.

**Исходные алгоритмы, рабочие формулы для расчета.** В основе решения задач по определению прочности каменных элементов, усиленных увеличением их поперечного сечения с обеспечением совместной работы, лежит применение методик расчета действующих норм [12] с учетом наличия в сечении усиленного элемента дополнительной каменной кладки, бетона и арматуры.

При этом учитываются неисправляемые дефекты и повреждения: коррозия или обрывы арматуры армокаменных конструкций, повреждения каменной кладки в виде силовых трещин (коэффициент  $K_{mp}$ ), отколов (расчет по фактической площади поперечного сечения и эксцентриситету) и т.д.

При усилении каменных элементов наращиванием каменной кладкой при высокой степени нагружения (превышающей  $0,7N_{Rd}$ ,  $N_{Rd}$  – расчетное продольное усилие для исходного эксплуатируемого элемента) дополнительная каменная кладка в предельном состоянии не достигает расчетного сопротивления. Поэтому к расчетному сопротивлению дополнительной каменной кладки вводится понижающий коэффициент  $\gamma_{k,ad} = 0,8$ .

Если при усилении каменных конструкций выполняется инъецирование имеющихся трещин, то в расчете учитывается повышение расчетного сопротивления каменной кладки с помощью коэффициента  $m_k$ .

**Пример 20.** Внутренняя кирпичная стена из керамического кирпича М50 на цементно-песчаном растворе М25 (расчетное сопротивление каменной кладки  $R = 0,9$  МПа) многоэтажного дома с высотой этажа  $H = 3,2$  м толщиной  $h = 250$  мм имеет трещины с раскрытием до 2 мм, пересекающие до восьми рядов кладки при числе трещин не более 4-х на 1 м ширины стены. Стена усилена двухсторонним наращиванием из бетона класса  $C^{12}/_{15}$  ( $f_{cd,ad} = 8$  МПа) толщиной  $h_{ad} = h'_{ad} = 60$  мм, армированно-го вертикальными сетками из арматуры S240 Ø8 мм ( $A_{s,ad} = 50,3$  мм<sup>2</sup>,  $f_{yd,ad} = 130$  МПа (табл. 14.1)) с шагом вертикальных стержней  $s_{ad} = 100$  мм. Расчетная нагрузка с учетом собственного веса составляет  $N_{sd} = 750$  кН/м. Нагрузка передается на наращивание при отсутствии опоры снизу. Требуется проверить прочность усиленной кирпичной стены.

Расчет выполняем для участка стены шириной  $b = 1000$  мм. Расчетная высота стены равна  $l_o = H = 3200$  мм. Упругая характеристика кирпичной кладки  $\alpha = 1000$  (как для неусиленной кладки).

$$\lambda_h = \frac{l_o}{h + h_{ad} + h'_{ad}} = \frac{3200}{250 + 60 + 60} = 8,64, \quad \varphi = 0,92.$$

Прочность участка шириной 1 м усиленной стены вычисляем по формуле (14.2) без учета работы поперечной арматуры. Коэффициент условий работы  $\gamma_{c,ad} = 0,7$  – при передаче нагрузки на наращивание и отсутствии опоры снизу.  $n = 10$  – количество вертикальных стержней сетки на 1 м ширины стены.

$$A_c = b(h_{ad} + h'_{ad}) = 1000 \cdot (60 + 60) = 120 \cdot 10^3 \text{ мм}^2.$$

$$\begin{aligned} N_{Rd} &= \psi \varphi \left[ m_g K_{mp} R A + \left( \gamma_{c,ad} f_{cd,ad} A_{c,ad} + f_{yd,ad} A_{s2,ad} \right) \right] = \\ &= 1 \cdot 0,92 \cdot \left[ 1 \cdot 0,5 \cdot 0,9 \cdot (250 \cdot 1000) + \left( 0,7 \cdot 8 \cdot 120 \cdot 10^3 + 130 \cdot 50,3 \cdot 10 \cdot 2 \right) \right] = \\ &= 842 \cdot 10^3 \text{ Н} = 842 \text{ кН/м} > N_{sd} = 750 \text{ кН/м} \text{ – прочность обеспечена.} \end{aligned}$$

### Задачи для самостоятельного решения

**№ 35.** Централь-но-нагруженный кирпичный столб с размерами поперечного сечения  $510 \times 510$  мм, высотой 4 м из глиняного кирпича в процессе эксплуатации получил повреждения в виде силовых волосных вертикальных трещин, пересекающих менее 4-х рядов кладки. Расчетное сопро-

тивление каменной кладки  $R = 1,6$  МПа . При реконструкции здания столб усилен железобетонной обоймой из бетона класса  $C12/15$  ( $f_{cd,ad} = 8$  МПа ) толщиной  $h'_{ad} = 80$  мм , армированной продольной арматурой класса  $S280$   $4\text{Ø}20$  мм и поперечной арматурой класса  $S240$   $\text{Ø}6$  мм с шагом  $s_{ad} = 150$  мм . Нагрузка непосредственно на обойму не передается. Требуется проверить прочность столба при действии кратковременной нагрузки  $N_{Sd} = 600$  кН.

**№ 36.** Простенок жилого дома из глиняного кирпича марки М75 на растворе марки М25 сечением  $510 \times 1030$  мм, высотой 1,8 м не имеет повреждений и усилен стальной обоймой из 4-х уголков  $50 \times 50 \times 4$  мм и поперечных планок из полосы сечением  $60 \times 4$  мм с шагом по высоте 300 мм. Требуется проверить прочность простенка при кратковременном действии вертикального усилия 600 кН, приложенного с эксцентриситетом 50 мм.

**№ 37.** Внутренняя кирпичная стена ( $R = 0,6$  МПа ) многоэтажного дома с высотой этажа  $H = 2,5$  м , толщиной  $h = 250$  мм имеет волосные трещины, пересекающие не более 2-х рядов кладки на 1 м ширины стены. Стена усилена двухсторонним наращиванием из каменной кладки из керамического кирпича М50 на цементно-песчаном растворе М25 толщиной  $h_{ad} = h'_{ad} = 120$  мм под нагрузкой, превышающей 70 % расчетной. Нагрузка передается на наращивание с опиранием снизу. Расчетная нагрузка с учетом собственного веса составляет  $N_{Sd} = 300$  кН/м . Требуется проверить прочность усиленной кирпичной стены.

### ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 13. Расчет прочности усиленных металлических конструкций

*Цель занятия:* научиться выполнять расчет прочности стальных элементов эксплуатируемых конструкций, усиленных увеличением их поперечного сечения присоединением дополнительных элементов.

**Исходные алгоритмы, рабочие формулы для расчета.** В основе решения задач по определению прочности стальных элементов, усиленных увеличением их поперечного сечения с обеспечением совместной работы, лежит применение методик расчета действующих норм (СНиП II-23-81\*) с учетом наличия в сечении усиленной конструкции дополнительных стальных элементов.

При этом учитываются неисправляемые дефекты и повреждения: коррозия и местное разрушение металла, общее искривление стальных конструкций и т.д.

Расчет прочности усиленных металлических элементов увеличением поперечного сечения под нагрузкой производится, в основном, по упругой стадии их работы. При действии статических нагрузок на усиливаемые элементы и при отсутствии опасности потери устойчивости допускается производить расчет их прочности по пластической стадии работы.

Для усиленных под нагрузкой изгибаемых элементов, работающих как свободно опертые или консольные балки с расчетным пролетом (вылетом)  $l_{eff}$ , прогиб определяется по формуле

$$a_{max} = a_{max,M} + a_{max,M_{ad}}, \quad (9)$$

где  $a_{max,M}$  – прогиб исходного элемента от действия нормативной нагрузки при усилении;  $a_{max,M_{ad}}$  – прогиб усиленного элемента от действия нормативной дополнительной нагрузки после усиления. Оба слагаемых вычисляются по формуле (7) при соответствующих для каждой стадии жесткостях сечений усиливаемого элемента.

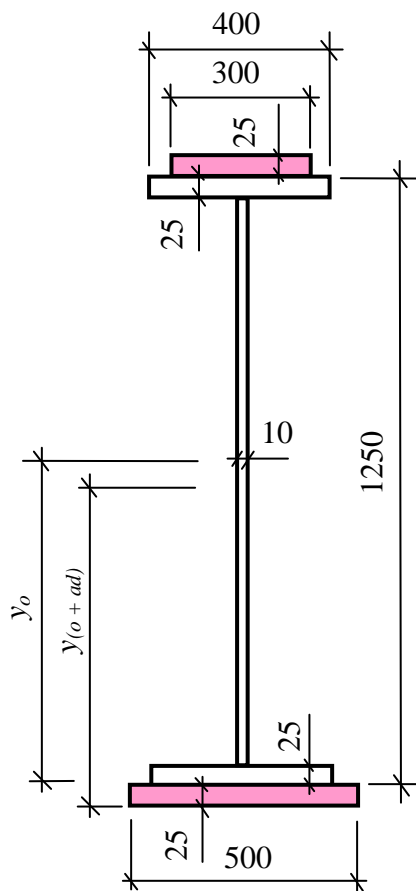


Рис. 28

**Пример 21.** Стальная сварная балка составного сечения из стали с расчетным сопротивлением  $R_y = 255$  МПа ( $\gamma_c = 0,95$ ) пролетом  $l_{eff} = 12$  м усилена при действии изгибающего момента  $M = 2500$  кНм увеличением поперечного сечения в соответствии с рис. 28. Дополнительные элементы выполнены из стали с расчетным сопротивлением  $R_{y,ad} = 215$  МПа. Требуется проверить прочность усиленной балки при действии изгибающего момента  $M = 4000$  кНм.

Определяем геометрические характеристики поперечного сечения исходной балки и балки после усиления.

$$A_o = 1200 \cdot 10 + 2 \cdot 400 \cdot 25 = 32 \cdot 10^3 \text{ мм}^2,$$

$$S_o = 1200 \cdot 10 \cdot 625 + 400 \cdot 25 \cdot 1237,5 + 400 \cdot 25 \cdot 12,5 = 20 \cdot 10^6 \text{ мм}^3,$$

$$y_{c,o} = \frac{S_o}{A_o} = \frac{20 \cdot 10^6}{32 \cdot 10^3} = 625 \text{ мм},$$

$$I_o = \frac{10 \cdot 1200^3}{12} + 2 \cdot \left( \frac{400 \cdot 25^3}{12} + 400 \cdot 25 \cdot 612,5^2 \right) = 8,94 \cdot 10^9 \text{ мм}^4,$$

$$A_{(o+ad)} = 32 \cdot 10^3 + 300 \cdot 25 + 500 \cdot 25 = 52 \cdot 10^3 \text{ мм}^2,$$

$$S_{(o+ad)} = 1200 \cdot 10 \cdot 650 + 400 \cdot 25 \cdot 37,5 + 400 \cdot 25 \cdot 1262,5 + 300 \cdot 25 \cdot 1287,5 + \\ + 500 \cdot 25 \cdot 12,5 = 30,6 \cdot 10^6 \text{ мм}^3,$$

$$y_{c,(o+ad)} = \frac{S_{(o+ad)}}{A_{(o+ad)}} = \frac{30,6 \cdot 10^6}{52 \cdot 10^3} = 589 \text{ мм},$$

$$I_{(o+ad)} = \frac{10 \cdot 1200^3}{12} + 10 \cdot 1200 \cdot (625 + 25 - 589)^2 + 2 \cdot \frac{400 \cdot 25^3}{12} + \\ + 400 \cdot 25 \cdot (589 - 25 - 12,5)^2 + 400 \cdot 25 \cdot (1250 + 25 - 589 - 12,5)^2 + \frac{300 \cdot 25^3}{12} + \\ + 300 \cdot 25 \cdot (1250 + 25 - 589 + 12,5)^2 + \frac{500 \cdot 25^3}{12} + 500 \cdot 25 \cdot (589 - 12,5)^2 = \\ = 16,88 \cdot 10^9 \text{ мм}^4.$$

Проверяем напряжения для крайнего растянутого и крайнего сжатого волокон основного и дополнительного элементов.

$$M_{ad} = 4000 - 2500 = 1500 \text{ кНм},$$

$$\frac{M y_{c,o}}{I_o} + \frac{M_{ad} (y_{c,(o+ad)} - h_{ad})}{I_{(o+ad)}} = \frac{2500 \cdot 10^6 \cdot 625}{8,94 \cdot 10^9} + \frac{1500 \cdot 10^6 \cdot (589 - 25)}{16,88 \cdot 10^9} = \\ = 225 \text{ МПа} < \gamma_c R_y = 0,95 \cdot 255 = 242 \text{ МПа},$$

$$\frac{M(h - y_{c,o})}{I_o} + \frac{M_{ad}(h + h_{ad} - y_{c,(o+ad)})}{I_{(o+ad)}} = \frac{2500 \cdot 10^6 \cdot (1250 - 625)}{8,94 \cdot 10^9} + \\ + \frac{1500 \cdot 10^6 \cdot (1250 + 25 - 589)}{16,88 \cdot 10^9} = 236 \text{ МПа} < \gamma_c R_y = 242 \text{ МПа},$$

$$\frac{M_{ad} y_{c,(o+ad)}}{I_{(o+ad)}} = \frac{1500 \cdot 10^6 \cdot 589}{16,88 \cdot 10^9} = 55 \text{ МПа} < \gamma_c R_{y,ad} = 0,95 \cdot 215 = 204 \text{ МПа},$$

$$\frac{M_{ad} (h + h_{ad} + h'_{ad} - y_{c,(o+ad)})}{I_{(o+ad)}} = \frac{1500 \cdot 10^6 \cdot (1250 + 25 + 25 - 589)}{16,88 \cdot 10^9} =$$

$$= 63 \text{ МПа} < \gamma_c R_{y,ad} = 204 \text{ МПа} - \text{прочность обеспечена.}$$

### Задачи для самостоятельного решения

**№ 38.** Стальная сварная балка составного сечения из стали с расчетным сопротивлением  $R_y = 225$  МПа ( $\gamma_c = 0,95$ ) пролетом  $l_{eff} = 12$  м усилена при действии изгибающего момента  $M = 1000$  кНм ( $M_n = 750$  кНм) увеличением поперечного сечения в соответствии с рис. 28. Дополнительные элементы выполнены из стали с расчетным сопротивлением  $R_{y,ad} = 210$  МПа. Требуется проверить прочность и жесткость усиленной балки при действии изгибающего момента  $M = 4500$  кНм ( $M_n = 3375$  кНм), модуль упругости стали  $E = 2,1 \cdot 10^5$  МПа.

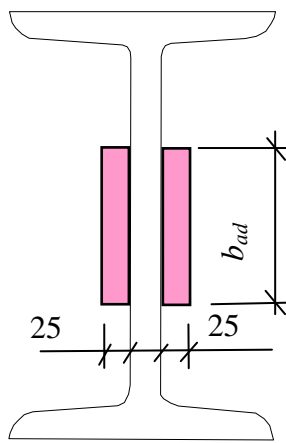


Рис. 29

**№ 39.** Центрально-нагруженная стойка из двутавра № 50 ( $A = 100$  см<sup>2</sup>) с расчетным сопротивлением  $R_y = 210$  МПа ( $\gamma_c = 0,95$ ) высотой  $l_{eff} = 1,5$  м усилена при действии продольного усилия  $N = 1500$  кН увеличением поперечного сечения в соответствии с рис. 29. Дополнительные элементы выполнены из стали с расчетным сопротивлением  $R_{y,ad} = 235$  МПа. Требуется из условия прочности с учетом пластических деформаций определить ширину дополнительных элементов при действии продольного усилия  $N = 3200$  кН.

**№ 40.** Центрально-сжатый раскос фермы из спаренных уголков  $70 \times 70 \times 10$  мм ( $A = 26,2$  см<sup>2</sup>,  $i_{min} = 2,1$  см) из стали с расчетным сопротивлением  $R_y = 235$  МПа ( $\gamma_c = 0,95$ ) длиной  $l_{eff} = 1,8$  м усилен при действии продольного усилия  $N = 150$  кН увеличением поперечного сече-

ния в соответствии с рис. 30. Дополнительные элементы выполнены из круглой стали  $\varnothing 30$  мм с расчетным сопротивлением  $R_{y,ad} = 210$  МПа.

Требуется проверить прочность и устойчивость усиленного раскоса при действии продольного усилия  $N = 500$  кН.

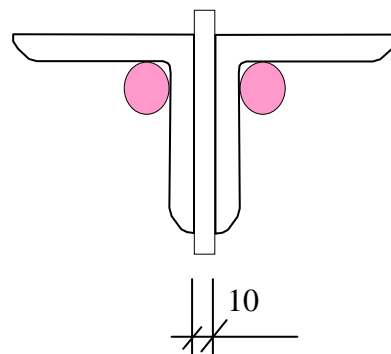


Рис. 30

## ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 14. Расчет основания усиленных фундаментов реконструируемых зданий и сооружений

*Цель занятия:* научиться выполнять расчет основания фундаментов, усиленных уширением подошвы, для реконструируемых зданий и сооружений.

**Исходные алгоритмы, рабочие формулы для расчета.** Расчет основания фундаментов, усиленных уширением подошвы, производится по второй группе предельных состояний с учетом ограничения давления в подошве усиленного фундамента.

При определении расчетного сопротивления грунта под подошвой усиливаемого фундамента учитывается изменение прочностных свойств грунта, обжатого длительно действующей нагрузкой (применением повышающего коэффициента  $K_R$ ) и увеличение расчетного сопротивления грунта под подошвой фундамента за счет бокового пригруза от уширяемых элементов (применением коэффициента  $K_q$ ).

Для ленточных фундаментов ширина наращиваемой части определяется из выражения

$$b_{ad} = \frac{N_{enl} - R_{tq}b}{R_{tq} - N_r/b}, \quad (10)$$

где  $N_r$  и  $N_{enl}$  – расчетные нагрузки на 1 м длины ленточного фундамента соответственно до усиления в период реконструкции и после усиления,  $b$  – ширина фундамента до усиления,  $b_{ad}$  – ширина дополнительных частей фундамента.

Ширина дополнительных частей ленточного фундамента, устраиваемых с предварительным обжатием грунтов, определяется из условия

$$b_{ad} = \frac{N_{ent} - R_{red}b}{R_{red}}. \quad (11)$$

Приведенное расчетное сопротивление грунта под подошвой усиленного фундамента равно

$$R_{red} = \frac{R_{tq}b + Rb_{ad}}{b + b_{ad}}. \quad (12)$$

Давление обжатия, при котором происходит выравнивание давлений под подошвами усиливаемой и дополнительной частей ленточного фундамента, определяется по формуле

$$p_{ad} = \frac{N_r}{b}. \quad (13)$$

**Пример 22.** Для исходных данных примера 9 выполнить расчет основания ленточного фундамента внутренней стены, усиленного уширением подошвы с обеспечением совместной работы с помощью стальных опорных балок.

Задаемся шириной двустороннего наращивания подошвы ленточного фундамента  $b_{ad} > b/2 = 0,8/2 = 0,4$  м.

Тогда при коэффициенте пористости  $e = 0,7$  по табл. 17.1 для песков повышающий коэффициент, учитывающий увеличение расчетного сопротивления грунта под подошвой фундамента за счет бокового пригруза от уширяемых элементов,  $K_q = 1,1$ . Из примера 9 расчетное сопротивление грунта под подошвой фундамента внутренней стены с учетом обжатия длительно действующей нагрузкой  $R_t = 449$  кПа. По формуле (17.2) расчетное сопротивление грунта основания под подошвой усиливаемого фундамента при ширине двустороннего наращивания  $b_{ad} > 0,4$  м равно

$$R_{tq} = K_q R_t = 1,1 \cdot 449 = 494 \text{ кПа}.$$

Вычисляем требуемую ширину наращивания ленточного фундамента по формуле (10). Воспользуемся расчетными нагрузками из примера 9:  $N_r = 240$  кН/м,  $N_{ent} = 600$  кН/м.

$$b_{ad} = \frac{N_{ent} - R_{tq}b}{R_{tq} - N_r/b} = \frac{600 - 494 \cdot 0,8}{494 - 240/0,8} = 1,05 \text{ м}.$$



Принимаем ширину наращивания с каждой стороны равной  $b_{ad}/2 = 1,05/2 = 0,53 \text{ м} \approx 0,55 \text{ м}$ . Полная ширина усиленного ленточного фундамента равна  $b_{enl} = b + b_{ad} = 0,8 + 1,1 = 1,9 \text{ м}$ .

Полная нагрузка с учетом собственного веса наращивания при средневзвешенном объемном весе бетона и стали  $\gamma = 25 \text{ кН/м}^3$  составляет

$$N'_{enl} = N_{enl} + \gamma b_{ad} d_1 = 600 + 25 \cdot 1,1 \cdot 1,5 = 642 \text{ кН/м}.$$

Определяем по [10, формула (В.1)] расчетное сопротивление грунта в естественном состоянии под подошвой элементов наращивания для исходных данных примера 9 ( $\gamma_{II} = 19,4 \text{ кН/м}^3$ ,  $c_{II} = 1 \text{ кПа}$ ,  $\varphi_{II} = 30^\circ$ ,  $E = 18 \text{ МПа}$ ,  $\gamma_{II}^1 = 18,9 \text{ кН/м}^3$ ,  $\gamma_{c1} = 1,3$ ,  $\gamma_{c2} = 1,3$ ,  $k = 1$ ,  $k_z = 1$ ,  $M_y = 1,15$ ,  $M_q = 5,59$ ,  $M_c = 7,95$ ).

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \left[ M_y k_z b_{enl} \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II}^1 + M_c c_{II} \right] =$$

$$= \frac{1,3 \cdot 1,3}{1} [1,15 \cdot 1 \cdot 1,9 \cdot 19,4 + 5,59 \cdot 1,5 \cdot 18,9 + 7,95 \cdot 1] = 352 \text{ кПа}.$$

Проверяем условия (13.3) и (13.5):

$$p_{m,ad} = \frac{N'_{enl} - N_r}{b_{enl}} = \frac{642 - 240}{1,9} = 212 \text{ кПа} \leq R = 352 \text{ кПа},$$

$$p_m = \frac{N_r}{b} + p_{m,ad} = \frac{240}{0,8} + 212 = 512 \text{ кПа} > R_{iq} = 494 \text{ кПа},$$

превышение составляет менее 5 %

$$\frac{(512 - 494)}{512} \cdot 100\% = 3,5\% < 5\%.$$

Условия ограничения давления под подошвой усиленного фундамента выполняются.

Так как стены здания находятся в удовлетворительном состоянии и не имеют осадочных повреждений, осадку основания фундамента определяем от дополнительной нагрузки

$$N_{ad} = N'_{enl} - N_r = 642 - 240 = 402 \text{ кН/м}.$$

Среднее дополнительное давление в подошве фундаментов

$$p_{0,ad} = \frac{N_{ad}}{b_{enl}} - \gamma_{II}^1 \cdot d_1 = \frac{402}{1,9} - 18,9 \cdot 1,5 = 183 \text{ кПа}.$$

Осадку основания вычисляем методом послойного суммирования: строим эпюру природного давления от веса грунта  $\sigma_{zq}$ , эпюру дополни-

тельного давления от нагрузки  $\sigma_{zp}$ , определяем глубину сжимаемой толщи на пересечении эпюр  $\sigma_{zp}$  и  $0,2\sigma_{zq}$ . Результаты расчета и построений приведены на рис. 31.

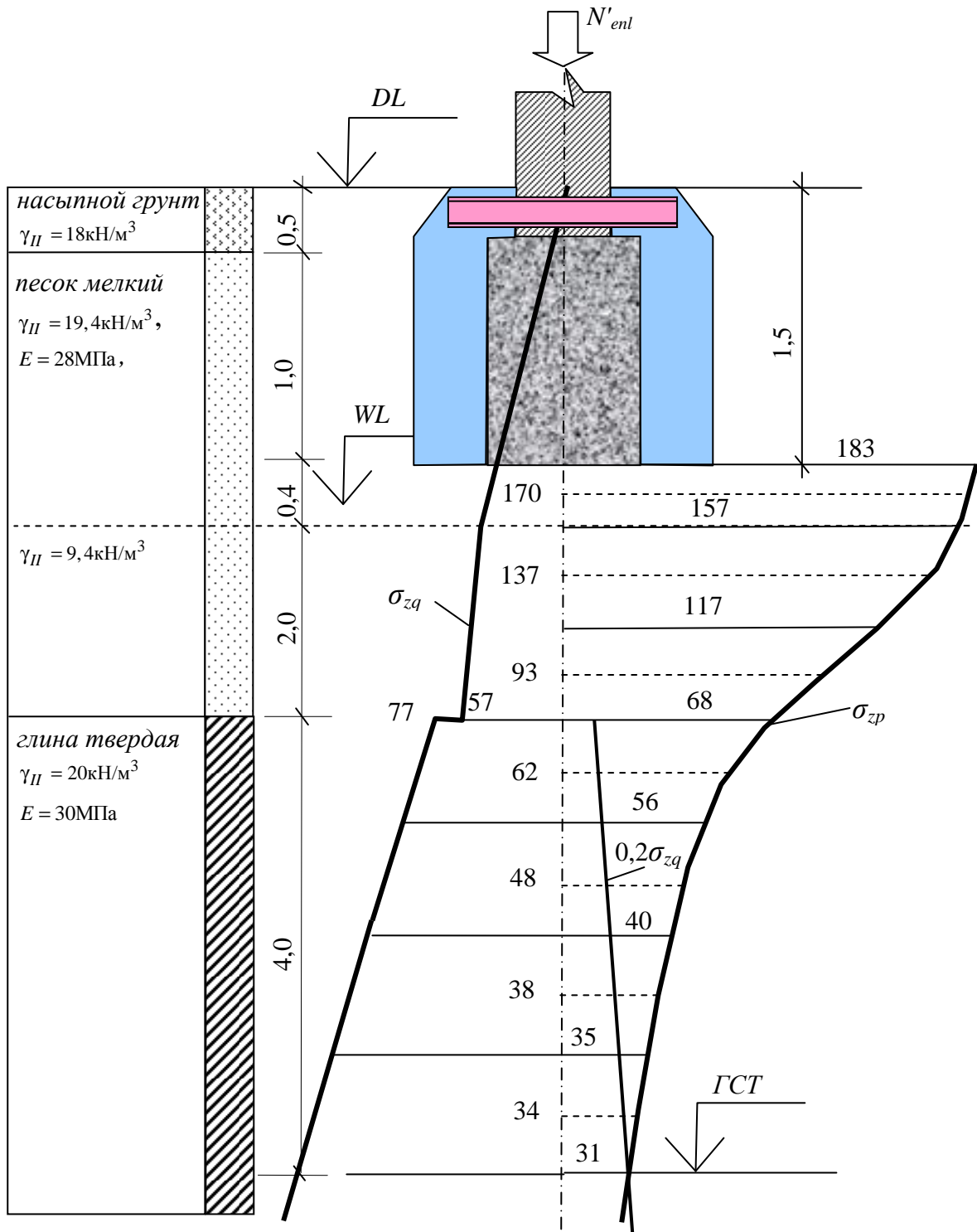


Рис. 31

Конечная осадка фундамента под внутренние стены от дополнительной нагрузки равна

$$S_{ad} = \beta \sum_{i=1}^n \frac{h_i \cdot \sigma_{zp,i}}{E_i} = 0,8 \cdot \left[ \frac{0,4}{28} \cdot 170 + \frac{1}{28} (137 + 93) + \frac{1}{30} \cdot (62 + 48 + 38 + 34) \right] =$$

$$= 13,4 \cdot 10^{-3} \text{ м} = 1,34 \text{ см} < 0,4 \cdot S_u = 0,4 \cdot 10 = 4 \text{ см} \text{ – условие выполняется.}$$

### Задачи для самостоятельного решения

**№ 41.** Для исходных данных примера 9 выполнить расчет основания ленточного фундамента внутренней стены, усиленного уширением подошвы сборными блоками с предварительным обжатием грунтов под подошвой наращиваемых частей фундамента и обеспечением совместной работы с помощью стальных опорных балок. Определить величину осадки блока, обжимающего грунт. Здание II степени ответственности, эксплуатирующееся более 30 лет, имеет признаки осадочных повреждений.

**№ 42.** Центральна-нагруженный столбчатый фундамент с размером подошвы  $1 \times 1$  м одноэтажного производственного здания II степени ответственности с железобетонным каркасом в связи с увеличением нагрузки после реконструкции с учетом собственного веса фундамента и грунта на его обрезах с  $N_r = 300$  кН до  $N_{enl} = 1300$  кН усилен уширением подошвы обоймой. Глубина заложения фундамента  $d_1 = 1,5$  м. Здание эксплуатируется более 20 лет и не имеет осадочных повреждений. Предельное значение средней осадки для фундаментов кирпичного здания  $S_u = 12$  см. Основанием фундаментов служат пески средней крупности ( $\gamma'_{II} = \gamma_{II} = 19,6$  кН/м<sup>3</sup>,  $e = 0,6$ ,  $c_{II} = 1$  кПа,  $\phi_{II} = 30^\circ$ ,  $E = 18$  МПа,  $\gamma_{c1} = 1,3$ ,  $\gamma_{c2} = 1,3$ ,  $k = 1$ ,  $k_z = 1$ ,) с расчетным сопротивлением грунта под подошвой фундамента с учетом обжатия длительной нагрузкой  $R_t = 480$  кПа. Выполнить расчет основания фундамента под колонну, усиленного уширением подошвы.

## КОНТРОЛЬНАЯ РАБОТА № 2

Для контроля степени усвоения студентами пройденного материала по расчету усиления эксплуатируемых строительных конструкций предусматривается контрольная работа, включающая две задачи:

– *первая* задача – расчет прочности по нормальному или наклонному сечению железобетонных элементов, усиленных увеличением поперечного сечения дополнительным бетоном и арматурой, или изменением расчетной схемы (устройством предварительно напряженных затяжек или распорок);

– *вторая* – расчет прочности эксплуатируемой железобетонной конструкции, усиленной изменением расчетной схемы (изменением места передачи нагрузки, дополнительными жесткими или упругими опорами) или каменной (армокаменной), металлической конструкции, усиленной увеличением поперечного сечения, или расчет основания фундамента (столбчатого, ленточного), усиленного уширением подошвы.

При выполнении контрольной работы допускается свободное пользование действующими нормативными документами (СНБ или СНиП).

Время, отводимое для выполнения контрольной работы, составляет 45 минут.

# ВОПРОСЫ К ЭКЗАМЕНУ

## *Раздел I*

1. Реконструкция зданий и сооружений – часть общей реконструкции предприятий и жилого фонда. Причины аварий строительных конструкций и меры по их предотвращению. Агрессивное воздействие жидких сред на материалы строительных конструкций. Классификация агрессивных сред. Виды коррозии бетона.

2. Агрессивное воздействие газоздушных и твердых сред на материалы строительных конструкций. Агрессивное воздействие нефтепродуктов на железобетонные конструкции. Разрушающие воздействия на стальные и деревянные строительные конструкции.

3. Установление необходимости усиления железобетонных конструкций. Общий (предварительный осмотр). Признаки, характеризующие аварийность железобетонных конструкций. Дефекты и повреждения, снижающие прочность и эксплуатационную пригодность железобетонных конструкций. Категории состояния железобетонных конструкций.

4. Детальное (инструментальное) обследование железобетонных конструкций. Определение прочности бетона, расположения и степени коррозии арматуры, ширины раскрытия трещин, отклонения от проектного положения, постоянных и временных нагрузок. Натурные испытания железобетонных конструкций.

5. Поверочные расчеты эксплуатируемых железобетонных конструкций. Определение расчетных характеристик бетона, арматуры. Учет дефектов и повреждений в поверочных расчетах железобетонных конструкций.

6. Алгоритм выполнения поверочных расчетов железобетонных конструкций для оценки их технического состояния. Ремонтно-восстановительные работы в зависимости от категории состояния железобетонных конструкций. Оценка износа зданий и сооружений.

7. Поверочные расчеты эксплуатируемых изгибаемых железобетонных элементов на основе деформационной модели по прочности, раскрытию трещин и деформациям. Расчетные диаграммы деформирования бетона и арматуры для линейно-упругих расчетов конструкций или нелинейного (пластического) расчета сечений. Система уравнений для расчета изгибаемых элементов. Алгоритм расчета.

8. Поверочные расчеты эксплуатируемых внецентренно нагруженных железобетонных элементов на основе деформационной модели по прочности. Расчетные диаграммы деформирования бетона и арматуры при нелинейных расчетах конструкций. Система уравнений для расчета внецентренно нагруженных элементов. Алгоритм расчета.

9. Особенности обследования металлических конструкций. Дефекты и повреждения, снижающие прочность и эксплуатационную пригодность металлических конструкций. Категории состояния металлических конструкций. Определение расчетных характеристик металла эксплуатируемых элементов, сварных швов и болтов. Учет дефектов и повреждений (ослабление сечений, искривления) в поверочных расчетах металлических конструкций. Расчет на хрупкую прочность.

10. Особенности обследования каменных конструкций. Дефекты и повреждения, снижающие прочность и эксплуатационную пригодность каменных конструкций. Признаки, характеризующие аварийность каменных конструкций. Определение расчетных характеристик каменной кладки. Учет дефектов и повреждений в поверочных расчетах каменных конструкций.

11. Особенности обследования деревянных конструкций. Дефекты и повреждения, снижающие прочность и эксплуатационную пригодность деревянных конструкций. Определение расчетных характеристик древесины. Учет дефектов и повреждений в поверочных расчетах деревянных конструкций.

12. Обследование оснований фундаментов реконструируемых зданий и сооружений. Особенности поверочных расчетов.

## *Раздел II*

13. Классификация методов усиления и замены железобетонных конструкций.

14. Усиление железобетонных конструкций увеличением их поперечного сечения. Методы усиления растянутой зоны конструкций. Обеспечение совместной работы дополнительной арматуры путем приварки.

15. Усиление железобетонных конструкций увеличением их поперечного сечения. Методы усиления растянутой зоны конструкций. Обеспечение совместной работы дополнительной арматуры путем приклеивания.

16. Расчет прочности железобетонных элементов, усиленных в растянутой зоне. Расчет прочности контактного шва в растянутой зоне.

17. Усиление железобетонных конструкций увеличением их поперечного сечения. Методы усиления сжатой зоны железобетонных конструкций. Обеспечение совместной работы дополнительного бетона и арматуры с усиливаемой конструкцией в сжатой зоне.

18. Расчет прочности железобетонных элементов, усиленных увеличением поперечного сечения в сжатой зоне. Расчет прочности контактного шва в сжатой зоне.

19. Особенности расчета на основе деформационной модели железобетонных элементов, усиленных увеличением поперечного сечения (на примере изгибаемых элементов).

29. Усиление зоны среза железобетонных элементов (методы усиления и обеспечения совместной работы дополнительных элементов с усиливаемой конструкцией). Методы усиления коротких консолей.

21. Расчет прочности усиленных в зоне среза железобетонных элементов.

22. Методы усиления железобетонных конструкций при кручении, местном сжатии и продавливании. Особенности расчета прочности железобетонных элементов, усиленных в зоне действия крутящих моментов.

23. Усиление конструкций изменением их расчетной схемы (методы изменения места передачи нагрузок).

24. Методы усиления конструкций повышением степени их внешней статической неопределимости (дополнительные жесткие и упругие опоры). Принципы расчета. Устройство опорных хомутов.

25. Методы усиления конструкций повышением степени их внутренней статической неопределимости (устройство предварительно напряженных затяжек). Принципы расчета прочности железобетонных элементов, усиленных затяжками.

26. Методы усиления конструкций повышением степени их внутренней статической неопределимости (устройство предварительно напряженных распорок). Принципы расчета прочности железобетонных элементов, усиленных распорками.

27. Усиление конструкций шпренгелями и шарнирно-стержневыми цепями. Принципы расчета. Методы увеличения длины опирания плитных конструкций на промежуточных и крайних опорах.

28. Методы восстановления каменных конструкций (оштукатуривание, инъецирование трещин, перекладка элементов). Усиление каменных конструкций накладками. Методы усиления сопряжения стен (затяжки, шпонки, гибкие связи, перекладка).

29. Усиление каменных конструкций наращиванием, обоймами. Обеспечение совместной работы дополнительных элементов с усиливаемой конструкцией. Расчет прочности каменных элементов, усиленных обоймами.

30. Методы повышения жесткости остова здания (предварительно напряженные стальные, армокаменные и железобетонные пояса). Методы усиления и замены перемычек, устройства новых проемов в стенах при реконструкции зданий.

31. Методы усиления металлических конструкций. Усиление увеличением поперечного сечения, изменением расчетной схемы. Принципы расчета.

32. Особенности усиления деревянных конструкций.

33. Усиление фундаментов уширением их подошвы без предварительного обжатия грунта. Принципы расчета.

34. Усиление фундаментов реконструируемых зданий уширением их подошвы с предварительным обжатием грунта. Принципы расчета.

35. Методы увеличения глубины заложения фундаментов.

36. Методы усиления фундаментов с применением свай.

## СЛОВАРЬ НОВЫХ ТЕРМИНОВ

**Авария** – событие, происходящее по техногенным, конструктивным, технологическим, эксплуатационным причинам или в результате природно-климатических воздействий, интенсивность которых не превышала расчетных значений, заключающееся в разрушении здания, его части или элемента и создающее угрозу для жизни и здоровья людей, окружающей среды или производственного процесса.

**Дефект** – несоответствие сооружения, его части или отдельного элемента требованиям нормативных документов, образовавшееся при их возведении (изготовлении).

**Местная обойма** – увеличение поперечного сечения путем бетонирования со всех четырех сторон на отдельном участке по длине конструкции.

**Нарращивание** – увеличение поперечного сечения усиливаемой конструкции путем бетонирования со стороны одной или двух граней при обеспечении совместной работы.

**Обойма** – увеличение поперечного сечения усиливаемой конструкции путем бетонирования со всех четырех сторон при обеспечении совместной работы.

**Обследование** – комплекс работ по определению фактического технического состояния и степени износа здания, его отдельных элементов.

**Повреждение** – дефект, образовавшийся в результате воздействий (климатических, механических, химических и др.) при хранении, транспортировании, монтаже, нарушении правил технической эксплуатации.

**Распорка** – сжатая арматура в виде прокатного профиля, не имеющая по длине сцепления с бетоном, закрепленная концами на усиливаемой конструкции.

**Рубашка** – увеличение поперечного сечения усиливаемой конструкции путем бетонирования со стороны трех граней при обеспечении совместной работы.

**Затяжка** – растянутая арматура, закрепленная концами на усиливаемой конструкции, не имеющая по длине сцепления с бетоном.

**Шарнирно-стержневая цепь** – растянутая арматура, не имеющая по длине сцепления с бетоном, закрепленная концами на усиливаемой конструкции с более чем двумя перегибами по длине.

**Шпренгель** – растянутая арматура, не имеющая по длине сцепления с бетоном, закрепленная концами на усиливаемой конструкции, с одним или двумя перегибами, опирающимися на нее по длине конструкции.



## ЛИТЕРАТУРА

1. Шагин, А.Л. Реконструкция зданий и сооружений / А.Л. Шагин [и др.]; под ред. А.Л. Шагина. – М.: Высш. шк., 1991. – 352 с.
2. Бедов, А.И. Обследование и реконструкция железобетонных и каменных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений: учеб. пособие / А.И. Бедов, В.Ф. Сапрыкин. – М.: Изд-во АСВ, 1995. – 192 с.
3. Ребров, И.С. Усиление металлических конструкций / И.С. Ребров. – Л.: Стройиздат, 1988. – 288 с.
4. Топчий, В.Д. Реконструкция промышленных предприятий. В 2 т. Т. 1 / В.Д. Топчий [и др.]. – М.: Стройиздат, 1990. – 591 с.
5. Гринев, В.Д. Усиление железобетонных и каменных конструкций: тексты проблемных лекций / В.Д. Гринев. – Новополоцк: Новополоц. политехн. ин-т, 1992. – 64 с.
6. Обследование и испытание зданий и сооружений / под ред. Р.И. Рамшина. – М.: Высш. шк., 2006. – 447 с.
7. СНБ 1.04.01-04. Здания и сооружения. Основные требования к техническому состоянию и обслуживанию строительных конструкций и инженерных систем, оценке их пригодности к эксплуатации.
8. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции (с изменениями).
9. СНБ 5.05.01-2000. Деревянные конструкции.
10. СНБ 5.01.01-99. Основания и фундаменты.
11. СНиП II-23-81\*. Стальные конструкции.
12. СНиП II-22-81. Каменные и армокаменные конструкции.
13. СНиП 2-01-07-85. Нагрузки и воздействия.
14. Пособие П1-98 к СНиП 2.03.01-84\*. Усиление железобетонных конструкций. – Минск: Минстройархитектуры, 1998. – 189 с.
15. Пособие по проектированию усиления стальных конструкций (к СНиП II-23-81\*) / УкрНИИпроектстальконструкция. – М.: Стройиздат, 1989. – 158 с.
16. Пособие П11-01 к СНБ 5.01.01-99 «Геотехнические реконструкции оснований и фундаментов». – Минск: Минстройархитектуры, 2001. – 120 с.
17. ТКП 45-5.01-67-2007. Фундаменты плитные. Правила проектирования. – Минск: НПП РУП «Стройтехнорм», 2007. – 144с.
18. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования / Н.П. Блещик [и др.]; под ред. Т.М. Пецольда, В.В. Тура. – Брест: БГТУ, 2003. – 380 с.

19. Бондаренко, С.В. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий / С.В. Бондаренко, Р.С. Санжаровский. – М.: Стройиздат, 1990. – 351 с.
20. Житушкин, В.Г. Усиление каменных и деревянных конструкций: учеб. пособие / В.Г. Житушкин. – М.: Изд-во АСВ, 2005. – 56 с.
21. Испытание сооружений. Справочное пособие / Ю.Д. Золотухин [и др.]; под ред. Ю.Д. Золотухина. – Минск: Выш. шк., 1992. – 272 с.
22. Кузнецов, Ю.Д. Обеспечение долговечности железобетонных конструкций при реконструкции промышленных предприятий / Ю.Д. Кузнецов, И.Н. Заславский. – Киев: «Будівельник», 1985. – 112 с.
23. Коновалов, П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий / П.А. Коновалов. – М.: Стройиздат, 1988. – 245 с.
24. Лазовский, Д.Н. Усиление железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений / Д.Н. Лазовский. – Новополоцк: Полоц. гос. ун-т, 1998. – 245 с.
25. Рекомендации по усилению железобетонных и каменных конструкций / Д.Н. Лазовский [и др.]. – Новополоцк: Полоц. гос. ун-т, 1993. – 485 с.
26. Онуфриев, Н.М. Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений / Н.М. Онуфриев. – М.: Стройиздат, 1965. – 342 с.
27. Ройтман, А.Г. Надежность конструкций эксплуатируемых зданий / А.Г. Ройтман. – М.: Стройиздат, 1985. – 175 с.
28. Сахновский, М.М. Уроки аварий стальных конструкций / М.М. Сахновский, А.М. Титов. – Киев: «Будівельник», 1969. – 200 с.
29. Хило, Е.Р. Усиление строительных конструкций / Е.Р. Хило, Б.С. Попович. – Львов: Вища шк., 1985. – 156 с.
30. Рекомендации по восстановлению и усилению полносборных зданий полимеррастворами / ТбилЗНИИЭП. – М.: Стройиздат, 1990. – 160 с.
31. Рекомендации по обеспечению долговечности и надежности строительных конструкций гражданских зданий из камня и бетона с помощью композиционных материалов / НИИЛЭП ОИСИ. – М.: Стройиздат, 1988. – 160 с.
32. Рекомендации по обследованию и оценке технического состояния крупнопанельных и каменных зданий / ЦНИИСК им. В.В. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1988. – 57 с.
33. Рекомендации по обследованию зданий и сооружений, поврежденных пожаром / НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1987. – 75 с.

34. Рекомендации по проектированию усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений реконструируемых предприятий. Надземные конструкции и сооружения / Харьков. ПромстройНИИпроект, НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1992. – 248 с.
35. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений / НИИСК.– М.: Стройиздат, 1989. – 104 с.
36. Рекомендации по оценке надежности строительных конструкций по внешним признакам / ЦНИИпромзданий. – М.: Стройиздат, 1989. – 112 с.
37. Рекомендации по обследованию и оценке качества с применением неразрушающих методов, возводимых и эксплуатируемых конструкций / НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1987. – 55 с.
38. Рекомендации по ремонту и восстановлению железобетонных конструкций полимерными составами / НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1986. – 28 с.
39. Рекомендации по усилению каменных конструкций зданий и сооружений / ЦНИИСК. – М.: Стройиздат, 1984. – 36 с.
40. Руководство по обеспечению долговечности железобетонных конструкций предприятий черной металлургии при их реконструкции и восстановлении / Харьков. ПромстройНИИпроект, НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1982. – 112 с.
41. Руководство по защите железобетонных конструкций от действия нефтепродуктов / НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1983. – 32 с.
42. Мадатян, С.А. Стержневая арматура железобетонных конструкций. Обзорная информация / С.А. Мадатян. – М.: ВНИИТПИ, 1991. – 71 с.
43. Тур, В.В. Прочность и деформации бетона в расчетах конструкций / В.В. Тур, Н.А. Рак. – Брест: БГТУ, 2003. – 252 с.
44. Шалимо, М.А. Защита бетонных и железобетонных конструкций от коррозии / М.А. Шалимо. – Минск: Выш. шк., 1986. – 200 с.
45. Лащенко, М.Н. Повышение надежности металлических конструкций зданий и сооружений при реконструкции / М.Н. Лащенко. – Л.: Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1987. – 136 с., ил.

*Учебное издание*

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ РЕКОНСТРУКЦИИ  
ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

Учебно-методический комплекс

В трех частях

Часть 2

**ЛАЗОВСКИЙ Дмитрий Николаевич**

**ОЦЕНКА СОСТОЯНИЯ И УСИЛЕНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

Редактор *О. П. Михайлова*

Дизайн обложки *В.А. Виноградовой*

Подписано в печать 04.03.2010. Формат 60×84 <sup>1</sup>/<sub>16</sub>. Гарнитура Таймс. Бумага офсетная.  
Ризография. Усл. печ. л. 19,52. Уч.-изд. л. 17,80. Тираж 60 экз. Заказ № 143.

Издатель и полиграфическое исполнение:  
учреждение образования «Полоцкий государственный университет»

ЛИ № 02330/0548568 от 26.06.2009      ЛП № 02330/0494256 от 27.05.2009

211440 г. Новополоцк, ул. Блохина, 29